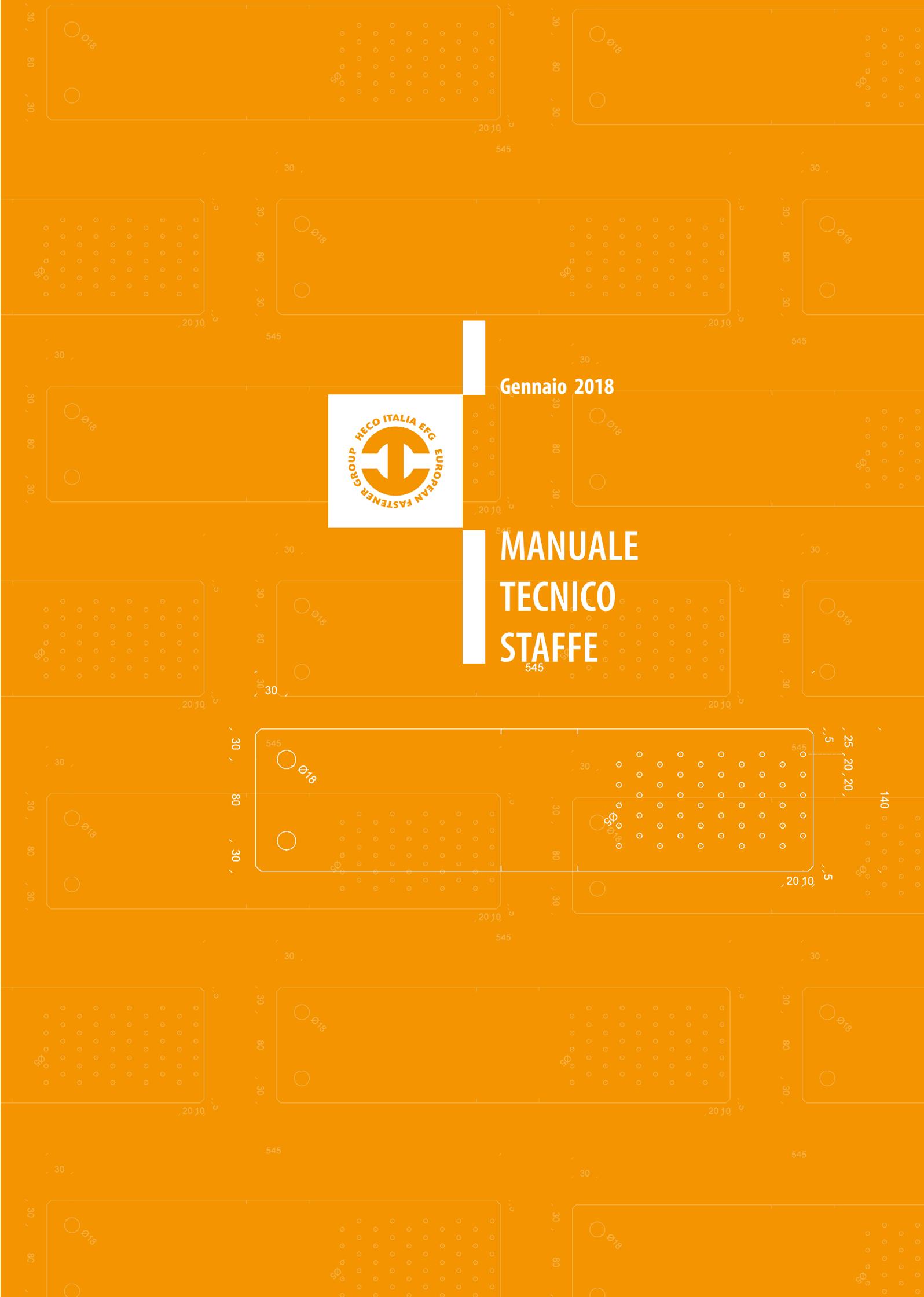




Gennaio 2018

MANUALE TECNICO STAFFE





Gennaio 2018

MANUALE TECNICO STAFFE

Sommario

- I Prefazione
- II Note legali
- III Simbologia adottata

1 CALCOLO TEORICO SECONDO NORMATIVA

1.1	Sicurezza e prestazioni attese	8
1.1.1	Stati limite	8
1.1.2	Valutazione della sicurezza.....	9
1.1.3	Vita nominale.....	9
1.1.4	Azioni sulle costruzioni	9
1.1.5	Combinazioni delle azioni	10
1.2	Classi di durata del carico	11
1.3	Classi di servizio	11
1.4	Valori caratteristici delle proprietà del legno.....	12
1.4.1	Proprietà dei materiali.....	12
1.4.2	Materiali a base di legno di comune impiego	12
1.4.3	Effetto della dimensione dell'elemento sulla resistenza	12
1.5	Resistenza di calcolo	13
1.6	Durabilità	13
1.6.1	Resistenza agli organismi biologici	13
1.7	Staffe metalliche di collegamento degli elementi lignei.....	15
1.7.1	Tipologie di staffe	15
1.7.2	La linea guida europea per la progettazione delle staffe metalliche	17
1.7.3	Capacità portante delle staffe.....	17
1.8	Connessioni con mezzi di unione metallici	19
1.8.1	Tipologie di connettori.....	19
1.8.2	Connessioni con mezzi di unione multipli	19
1.8.3	Capacità portante laterale di mezzi di unione metallici impiegati	20
1.9	Connessioni con chiodi ad aderenza migliorata	22
1.9.1	Materiali costituenti i chiodi secondo EN-14592:2009+A1:2012	22
1.9.2	Caratteristiche geometriche dei chiodi secondo EN-14592:2009+A1:2012.....	22
1.9.3	Caratteristiche meccaniche dei chiodi secondo EN-14592:2009+A1:2012.....	22
1.9.4	Chiodi ad aderenza migliorata caricati lateralmente.....	22
1.9.5	Chiodi ad aderenza migliorata caricati assialmente.....	24
1.9.6	Chiodi caricati sia lateralmente che assialmente.....	25
1.10	Connessioni con viti.....	26
1.10.1	Materiali costituenti le viti secondo EN-14592:2009+A1:2012	26
1.10.2	Caratteristiche geometriche delle viti secondo EN-14592:2009+A1:2012	26
1.10.3	Caratteristiche meccaniche delle viti secondo EN-14592:2009+A1:2012	26
1.10.4	Viti caricate lateralmente	27
1.10.5	Viti caricate assialmente	28
1.10.6	Viti caricate sia lateralmente che assialmente.....	30
1.10.7	Dettagli strutturali e controlli	30
1.11	Resistenza alla corrosione di connettori legno-legno e acciaio-legno	30

1.12	Ancoranti metallici per connessioni acciaio-calcestruzzo.....	32
1.12.1	Tipologie di ancoranti secondo la linea guida europea ETAG-001:2013.....	32
1.12.2	Modalità di rottura di connessioni con ancoranti secondo ETAG-001:2013.....	33
1.12.3	Capacità portante di connessioni con ancoranti secondo ETAG-001:2013.....	34

2 ESEMPI APPLICATIVI

2.1	Controvento di una copertura in legno impiegando il nastro forato EFG N02.....	38
2.1.1	Dati di progetto	39
2.1.2	Verifica agli stati limite ultimi	41
2.2	Giunto tra trave principale e secondaria di un solaio interpiano impiegando la staffa EFG S02	44
2.2.1	Dati di progetto	44
2.2.2	Verifica agli stati limite ultimi	45
2.3	Giunto con angolari per sollecitazioni orizzontali tra pannello X-Lam e fondazione in calcestruzzo	48
2.3.1	Ipotesi alla base del modello analitico	48
2.3.2	Dati di progetto	49
2.3.3	Verifica agli stati limite ultimi del collegamento con hold-down EFG AHD.....	52
2.3.4	Verifica agli stati limite ultimi del collegamento con l'angolare EFG A04	54
2.3.5	Considerazioni sul calcolo della massima forza di taglio $F_{2/3}$ esplicabile dall'angolare	55
2.4	Giunto con piastre lisce per sollecitazioni orizzontali tra pannello X-Lam e fondazione in calcestruzzo	58
2.4.1	Dati di progetto	58
2.4.2	Verifica agli stati limite ultimi del collegamento con piastra a trazione EFG PTR	60
2.4.3	Verifica agli stati limite ultimi del collegamento con piastra a taglio EFG PTA	63
2.5	Collegamento a T tra due pareti in X-Lam	66
2.5.1	Dati di progetto	66
2.5.2	Verifica agli stati limite ultimi del collegamento con l'angolare EFG A15	68
2.5.3	Verifica agli stati limite ultimi del collegamento con le viti.....	68

3 DATI TECNICI E DIMENSIONALI

3.1	Mezzi di unione	72
3.1.1	Chiodo ad aderenza migliorata EFG CSP	72
3.1.2	Vite per staffe EFG V49A.....	74
3.2	Nastri forati.....	75
3.2.1	Nastro forato EFG	75
3.3	Piastre e bande forate.....	76
3.3.1	Piastra liscia forata EFG P01	76
3.3.2	Banda forata EFG P02	77
3.3.3	Piastra liscia forata EFG PB.....	78
3.3.4	Piastre lisce forate EFG PTA	80
3.3.5	Piastre lisce forate EFG PTR	81
3.4	Staffe angolari.....	82
3.4.1	Angolare nervato EFG A04	82
3.4.2	Angolare EFG A15	84
3.4.3	Angolare nervato EFG A70N.....	86
3.4.4	Angolare nervato EFG A90N.....	88
3.4.5	Angolare nervato EFG A10N.....	90
3.4.6	Angolare nervato EFG A17	92
3.4.7	Angolare nervato EFG AK.....	94

3.5	Staffe hold down	97
3.5.1	Hold down EFG AHD.....	97
3.5.2	Hold down EFG AN2.....	99
3.6	Scarpe in acciaio	101
3.6.1	Scarpa in acciaio ad ali esterne EFG S02.....	101
3.6.2	Scarpa in acciaio ad ali interne EFG S04.....	106

I Prefazione

Gentile professionista, caro utilizzatore,

Il presente manuale è stato pensato e realizzato per essere uno strumento utile sia per il progettista alle primissime esperienze con il materiale legno, sia per un utente più evoluto e indipendente. Lo scopo è di essere un supporto nella fase di progettazione, ma anche un aiuto al carpentiere che potrebbe trovarsi nella necessità di realizzare un collegamento con sole viti.

Il manuale si compone di una prima parte di carattere generale in cui sono illustrate in modo conciso ma dettagliato i contenuti della normativa tecnica per quanto riguarda la valutazione delle azioni e delle resistenze dei materiali. In particolare, si è fatto riferimento al Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008 “Norme Tecniche per le costruzioni” (NTC 2008) e successiva Circolare Ministeriale del 2 febbraio 2009, alla UNI EN 1995-1-1:2014 (Eurocodice 5 o EC5), alla UNI EN 14592:2009+A1 2012 per i connettori a gambo cilindrico, a EN 14545:2008 per le piastre lisce e alle linee guida ETAG 015:2012 “Staffe metalliche tridimensionali” e ETAG 001:2013 “Ancoranti metallici per l’utilizzo su calcestruzzo”

Nella seconda parte sono stati inseriti semplici esempi di progettazione. Questa raccolta, ovviamente non esaustiva, comprende connessioni realizzate con le tipologie di piastre metalliche, connettori e ancoranti più adatte per lo specifico scopo.

Nell’ultimo capitolo sono presenti le caratteristiche geometriche e meccaniche dei prodotti HECO ITALIA EFG, sia sotto forma di valori caratteristici della vite stessa secondo la norma UNI EN 14592:2009+A1:2012, sia valori di resistenza per sforzi “semplici” di taglio o trazione secondo la UNI EN 1995-1-1:2014 per i connettori a gambo cilindrico. Per le piastre metalliche sono stati riportati i valori delle rispettive Valutazioni Tecniche Europee per le staffe angolari e i valori calcolati secondo le normative per le piastre lisce.

Un sentito ringraziamento lo riserviamo all’ing. Mirko Capovilla per il fondamentale contributo senza il quale il presente manuale non avrebbe avuto vita.

Poiché la tecnologia nei sistemi di fissaggio e nelle applicazioni costruttive è in continua e rapida evoluzione, apprezzeremmo molto confrontarci e conoscere le Sue opinioni e commenti in merito. Siamo e saremo sempre a disposizione per rispondere a ogni dubbio o qualora desideri approfondire i contenuti di questo Manuale.

II Note legali

Le quantità di pezzi per confezione e/o imballo possono variare.

Dal momento che Heco Italia EFG segue una politica di continuo sviluppo dei propri prodotti, l’azienda si riserva il diritto di apportare modifiche a specifiche o altre caratteristiche senza preavviso.

Il presente catalogo è proprietà esclusiva di Heco Italia EFG srl e non può essere copiato, riprodotto o pubblicato, anche per stralci, senza preventivo consenso scritto. Ogni violazione sarà perseguita a norma di legge.

Spetta all’utente utilizzare i dati forniti alla luce delle condizioni effettivamente esistenti presso il luogo di posa. Nonostante Heco Italia EFG possa fornire indicazioni e consigli d’ordine generale, la natura specifica dei prodotti Heco Italia EFG implica necessariamente che la responsabilità ultima della scelta del prodotto corretto per una particolare applicazione ricada sul cliente.

Non si risponde per eventuali errori di stampa, dati tecnici e traduzioni.

III Simbologia adottata

d	diametro nominale della vite
d_1	diametro del nucleo della filettatura
d_{ef}	diametro efficace della vite
d_h	diametro della testa della vite
E_d	effetto delle azioni di progetto
$F_{ax,Ed}$	forza assiale sollecitante di progetto
$F_{ax,Rd}$	forza assiale resistente di progetto
$F_{ax,Rk}$	forza assiale resistente di caratteristica
$F_{v,Ed}$	forza di taglio sollecitante di progetto
$F_{v,Rd}$	forza di taglio resistente di progetto
$F_{v,Rk}$	forza di taglio resistente di caratteristica
$f_{h,k}$	resistenza caratteristica a rifollamento
$f_{ax,k}$	resistenza caratteristica a estrazione della vite
$f_{head,k}$	resistenza caratteristica ad attraversamento dell'elemento in legno da parte della testa della vite
$f_{u,k}$	resistenza ultima a trazione della vite
$f_{m,k}$	resistenza caratteristica a flessione del legno
$f_{t,0,k}$	resistenza caratteristica del legno a trazione parallela alle fibre
$f_{t,90,k}$	resistenza caratteristica del legno a trazione ortogonale alle fibre
$f_{c,0,k}$	resistenza caratteristica del legno a compressione parallela alle fibre
$f_{c,90,k}$	resistenza caratteristica del legno a compressione ortogonale alle fibre
$f_{v,k}$	resistenza caratteristica a taglio del legno
$E_{0,mean}$	modulo elastico medio parallelo alle fibre del legno
$E_{0,k}$	modulo elastico caratteristico parallelo alle fibre del legno
$E_{90,mean}$	modulo elastico medio ortogonale alle fibre del legno
$E_{90,k}$	modulo elastico caratteristico ortogonale alle fibre del legno
G_{mean}	modulo di taglio medio parallelo alle fibre del legno
G_k	modulo di taglio caratteristico parallelo alle fibre del legno
k_h	coefficiente correttivo per tener conto dell'effetto della dimensione dell'elemento sulla resistenza
k_{mod}	coefficiente correttivo della resistenza, funzione della durata del carico e della classe di esposizione
l	lunghezza della vite
l_t	lunghezza del tratto filettato della vite
l_{ef}	lunghezza di penetrazione del tratto filettato della vite nell'elemento
$M_{y,Rk}$	momento di snervamento caratteristico della vite
n	numero effettivo di connettori
n_{ef}	numero efficace di connettori
R_d	resistenza di progetto
t_i	spessore del pezzo di legno i-esimo
ρ_a	densità del legno con cui sono stati derivati $f_{ax,k}$ e $f_{head,k}$.
α	angolo compreso tra la forza applicata al connettore e la direzione della fibratura del legno
γ_M	coefficiente parziale di sicurezza per la resistenza
γ_F	coefficiente parziale di sicurezza per le azioni
ρ_k	densità caratteristica del legno
ρ_{mean}	densità media del legno
ψ	coefficiente di combinazione delle azioni

spessori nelle connessioni a taglio singolo e doppio definiti come segue

dal lato della testa in una connessione a taglio singolo; valore tra lo spessore di legno dal lato della testa del chiodo e la fine del lato della punta in una connessione a taglio doppio;

razione dal lato della punta in una connessione a taglio doppio;

spessore dell'elemento centrale in una connessione a taglio doppio;

raccomanda che il legno sia preforato quando

massa volumica caratteristica del legno è maggiore di 500 kg/m³;

diametro d del chiodo è scannalato, il diametro del chiodo d sia assunto uguale

er chiodi a gambo quadrato o scannalato, il diametro del chiodo d sia assunto uguale

la dimensione del lato

Per chiodi a gambo liscio prodotti con filo di acciaio avente una resistenza a trazione minima di 600 N/mm², si raccomanda che siano utilizzati i seguenti valori caratteristici per il momento di enervamento



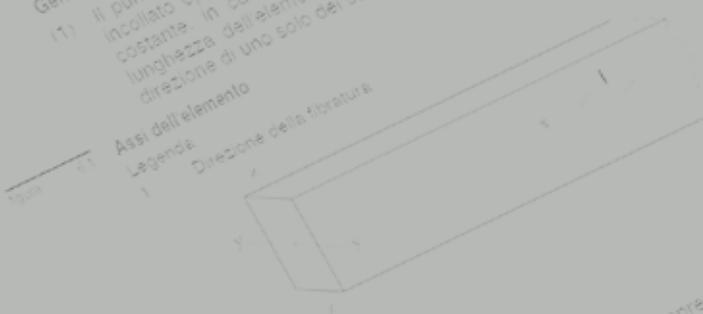
$$f_{t,1,k} d \sqrt{\left[2 - \frac{4M_{y,Rk}}{f_{t,1,k} d t_1^2} - 1\right] - \frac{F_{ax,Rk}}{4}} \quad (8.10)$$

STATI LIMITE ULTIMI

Dimensionamento di sezioni trasversali soggette a trazione

Generalità

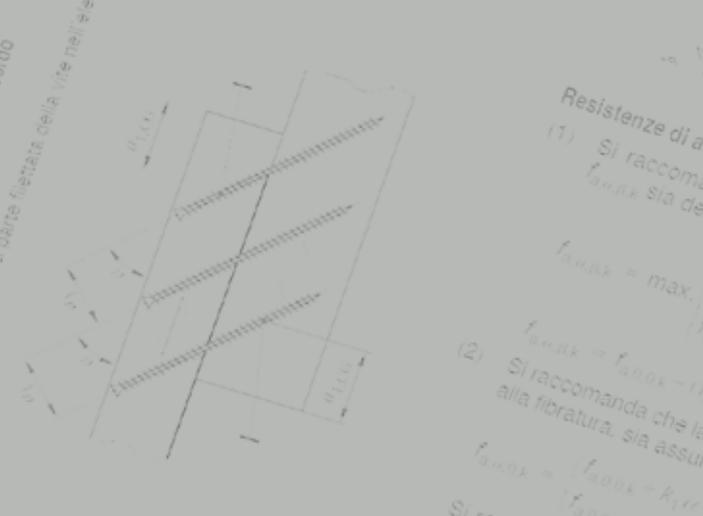
(1) Il punto 6.1 si applica a elementi rettilinei incollati oppure a prodotti strutturali a base costante in cui la fibratura decorre sostanzialmente in direzione dell'elemento. Si assume che la direzione di uno solo dei suoi assi principali



6.1.2

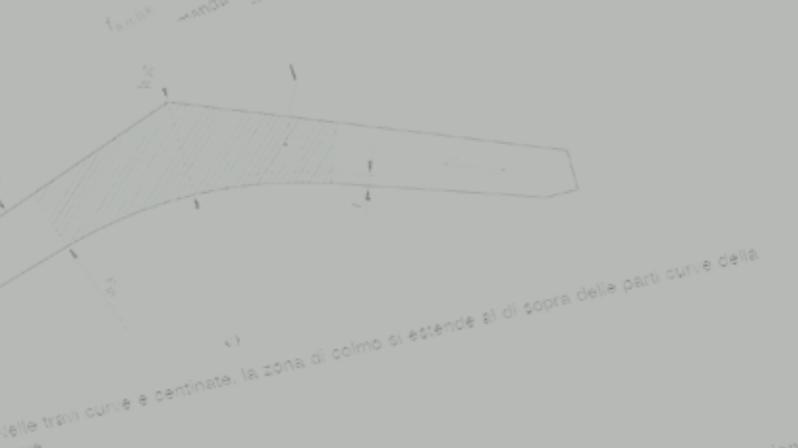
Trazione parallela alla fibratura

(1) P Deve essere soddisfatta la seguente espressione

$$f_{t,1,k} \geq f_{ax,Rk}$$


una piastra di acciaio di qualsiasi spessore interposta come elemento centrale di una connessione a taglio doppio:

$$f_{t,1,k} d \sqrt{\left[2 - \frac{4M_{y,Rk}}{f_{t,1,k} d t_1^2} - 1\right] - \frac{F_{ax,Rk}}{4}} \quad (8.11)$$



Resistenze di ancoraggio della piastra

(1) Si raccomanda che la resistenza caratteristica di ancoraggio per singola piastra $f_{a,Rk}$ sia derivata tramite prove, oppure calcolata da:

$$f_{a,Rk} = \max \left\{ f_{a,Rk} - k_{1,1} \alpha - k_{1,2} \beta, f_{a,Rk} \sin(\max(\alpha, \beta)) \right\} \quad \text{per } 45^\circ < \beta \leq 90^\circ \quad (8.42)$$

(2) Si raccomanda che la resistenza caratteristica di ancoraggio per piastra, parallela alla fibratura, sia assunta come:

$$f_{a,Rk} = k_{1,1} \alpha + k_{1,2} \beta \quad \text{quando } \alpha \leq 45^\circ \quad (8.43)$$

Si raccomanda che le costanti $k_{1,1}$, $k_{1,2}$ quando $\alpha \leq 45^\circ$ e $k_{1,1}$, $k_{1,2}$ quando $45^\circ < \beta \leq 90^\circ$ siano conformi alla EN 14545 per la categoria di ancoraggio per piastra, parallela alla fibratura.



1

CALCOLO TEORICO SECONDO NORMATIVA

1 CALCOLO TEORICO SECONDO NORMATIVA

Nelle prime pagine di questo manuale, sono descritti brevemente i contenuti della normativa tecnica che guidano il progettista nelle fasi di calcolo delle sollecitazioni e delle resistenze di progetto ai fini di verificare il livello di sicurezza raggiunto.

Le norme prese in considerazione sono:

- Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008 “Norme Tecniche per le costruzioni” [NTC-2008] e relativa Circolare Ministeriale del 2 febbraio 2009
- UNI EN 1995-1-1 (versione luglio 2014) [EC-5] “Progettazione delle strutture in legno”
- UNI EN 14592 (versione gennaio 2009) ed annesso A1 (versione gennaio 2012) “Elementi di collegamento di forma cilindrica”
- EN 14545 (versione ottobre 2008) “Connettori per strutture in legno”
- ETAG 015 (versione novembre 2012) “Staffe metalliche tridimensionali”
- UNI EN 1993-1-1 (versione dicembre 2007) [EC-3] “Progettazione di strutture in acciaio”
- ETAG 001 (versione aprile 2013) “Ancoranti metallici per calcestruzzo”.

1.1 Sicurezza e prestazioni attese

La normativa tecnica italiana [NTC-2008 cap. 2.1] prescrive che le opere e le componenti strutturali devono essere progettate, eseguite, collaudate e soggette a manutenzione in modo tale da consentirne la prevista utilizzazione, in forma economicamente sostenibile e con il livello di sicurezza previsto.

La sicurezza e le prestazioni di un'opera, o di una parte di essa, devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale. Con stato limite si indica la condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata.

Le opere e le varie tipologie strutturali devono possedere i seguenti requisiti:

- sicurezza nei confronti di Stati Limite Ultimi (SLU): capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera;
- sicurezza nei confronti di Stati Limite di Esercizio (SLE): capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;
- robustezza nei confronti di azioni eccezionali: capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità delle cause innescanti quali incendio, esplosioni, urti.

Il superamento di uno stato limite ultimo ha carattere irreversibile e si definisce collasso.

Il superamento di uno stato limite di esercizio può avere carattere reversibile o irreversibile.

La durabilità deve essere garantita attraverso una opportuna scelta dei materiali e un opportuno dimensionamento delle strutture, comprese le eventuali misure di protezione e manutenzione.

I materiali ed i prodotti, per poter essere utilizzati nelle opere previste dalle norme, devono essere sottoposti a procedure e prove sperimentali di accettazione.

1.1.1 Stati limite

- I principali Stati Limite Ultimi (SLU) sono [NTC-2008 cap. 2.2]:
- perdita di equilibrio della struttura o di una sua parte;
- spostamenti o deformazioni eccessive;
- raggiungimento della massima capacità di resistenza di parti di strutture, collegamenti, fondazioni;
- raggiungimento della massima capacità di resistenza della struttura nel suo insieme;
- raggiungimento di meccanismi di collasso nei terreni;
- rottura di membrature e collegamenti per fatica;
- rottura di membrature e collegamenti per altri effetti dipendenti dal tempo;
- instabilità di parti della struttura o del suo insieme;
- stati limite ultimi prescritti in presenza di azioni sismiche

I principali Stati Limite di Esercizio (SLE) sono [NTC-2008 cap. 2.2]:

- danneggiamenti locali che possano ridurre la durabilità della struttura, la sua efficienza o il suo aspetto;

- spostamenti e deformazioni che possano limitare l'uso della costruzione, la sua efficienza e il suo aspetto;
- spostamenti e deformazioni che possano compromettere l'efficienza e l'aspetto di elementi non strutturali, impianti, macchinari;
- vibrazioni che possano compromettere l'uso della costruzione;
- danni per fatica che possano compromettere la durabilità;
- corrosione e/o eccessivo degrado dei materiali in funzione dell'ambiente di esposizione;
- stati limite di esercizio prescritti in presenza di azioni sismiche

1.1.2 Valutazione della sicurezza

Le Norme Tecniche Nazionali sono basate sul metodo semiprobabilistico agli stati limite basati sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza.

In questo metodo, la sicurezza strutturale deve essere verificata tramite il confronto tra la resistenza e l'effetto delle azioni. Per la sicurezza strutturale, la resistenza dei materiali e le azioni sono rappresentate dai valori caratteristici, R_{ki} e F_{ki} , definiti rispettivamente, come il frattile inferiore delle resistenze e il frattile (superiore o inferiore) delle azioni che minimizzano la sicurezza. I frattili sono assunti pari al 5%.

Ciò comporta che, per quanto riguarda la resistenza, vi sia una probabilità inferiore al 5% che la resistenza effettiva sia minore di quella di progetto mentre, per le azioni, vi sia una probabilità inferiore al 5% che l'effetto reale di queste sia maggiore di quanto stimato in fase di calcolo.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi di resistenza si effettua con il "metodo dei coefficienti parziali" di sicurezza espresso dall'equazione formale [NTC-2008 cap. 2.3]:

$$R_d \geq E_d$$

dove:

R_d è la resistenza di progetto, $R_{di} = R_{ki}/\gamma_{Mi}$

E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, $F_{di} = \gamma_{Fi} \cdot F_{ki}$

I coefficienti parziali di sicurezza, γ_{Mi} e γ_{Fi} , associati rispettivamente al materiale i-esimo e all'azione j-esima, tengono in conto la variabilità delle rispettive grandezze e le incertezze relative alle tolleranze geometriche e alla affidabilità del modello di calcolo.

1.1.3 Vita nominale

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata [NTC-2008 cap. 2.4].

Tabella 1-1: vita nominale in anni in funzione del tipo di costruzione

TIPI DI COSTRUZIONE		V_N
1	Opere provvisorie - Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva	< 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	>50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	>100

1.1.4 Azioni sulle costruzioni

La norma denomina azione ogni causa o insieme di cause capace di indurre stati limite in una struttura.

In base al modo di esplicarsi si hanno azioni [NTC-2008 cap. 2.5]:

- dirette (forze concentrate, carichi distribuiti, fissi o mobili);
- indirette (spostamenti impressi, variazioni di temperatura, ritiro...);
- di degrado.

A seconda della risposta strutturale si possono poi avere azioni:

- statiche;
- pseudo statiche (azioni dinamiche rappresentabili mediante un'azione statica equivalente);
- dinamiche.

A seconda della variazione della loro intensità nel tempo si distinguono azioni:

- permanenti (G) che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione. Si tratta ad esempio del peso proprio degli elementi strutturali e non strutturali, la spinta idrostatica dell'acqua...

- variabili (Q) che agiscono sulla struttura con valori istantanei sensibilmente diversi nel tempo (si distinguono ulteriormente in azioni variabili di breve e lunga durata);
- eccezionali (A) che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale. Si tratta ad esempio di incendi, esplosioni, urti...
- sismiche (E).

1.1.5 Combinazioni delle azioni

Nelle verifiche agli stati limite sono previste le seguenti combinazioni delle azioni [NTC-2008 cap. 2.5.3]:

- Combinazione fondamentale, impiegata per gli stati limite ultimi (SLU)

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
- Combinazione caratteristica (rara), impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
- Combinazione frequente, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
- Combinazione quasi permanente (SLE), impiegata per gli effetti a lungo termine

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio legati all'azione sismica E

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
- Combinazione eccezionale impiegata per stati limite connessi ad azioni eccezionali di progetto A_d

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Nelle verifiche agli stati limite ultimi si distinguono:

- lo stato limite di equilibrio come corpo rigido EQU
- lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione STR
- lo stato limite di resistenza del terreno GEO

Di seguito sono proposte le tabelle contenenti i valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ e dei coefficienti di combinazione delle azioni ψ .

Tabella 1-2: coefficienti di combinazione delle azioni ψ

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Tabella 1-3: coefficienti parziali di sicurezza γ per le azioni

		Coefficiente γ_F	EQU	STR	GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali *	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

* Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali siano compiutamente definiti, si potranno adottare per essi i coefficienti validi per le azioni permanenti

1.2 Classi di durata del carico

Le azioni di calcolo devono essere assegnate ad una delle classi di durata del carico elencate nella tabella qui proposta [NTC-2008 cap. 4.4.4]:

Tabella 1-4: classi di durata del carico in funzione della durata del carico

Classe di durata del carico	Durata del carico
Permanente	Più di 10 anni
Lunga durata	6 mesi - 10 anni
Media durata	1 settimana - 6 mesi
Breve durata	Meno di una settimana
Istantaneo	--

Le classi di durata del carico si riferiscono a un carico costante attivo per un certo periodo di tempo nella vita della struttura. Per un'azione variabile la classe appropriata deve essere determinata in funzione dell'interazione fra la variazione temporale tipica del carico nel tempo e le proprietà reologiche dei materiali.

Ai fini del calcolo in genere si può assumere quanto segue:

- il peso proprio e i carichi non rimovibili durante il normale esercizio della struttura, appartengono alla classe di durata permanente;
- i carichi permanenti suscettibili di cambiamenti durante il normale esercizio della struttura e i carichi variabili relativi a magazzini e depositi, appartengono alla classe di lunga durata;
- i carichi variabili degli edifici, ad eccezione di quelli relativi a magazzini e depositi, appartengono alla classe di media durata;
- il sovraccarico da neve riferito al suolo, calcolato in uno specifico sito ad una certa altitudine, è da considerare in relazione alle caratteristiche del sito;
- l'azione del vento e le azioni eccezionali in genere, appartengono alla classe di durata istantanea.

1.3 Classi di servizio

Le strutture (o parti di esse) devono essere assegnate ad una delle tre classi di servizio elencate nella tabella sottostante [NTC-2008 cap. 4.4.5]:

Tabella 1-5: classi di servizio in funzione delle condizioni dell'ambiente

Classe di servizio 1	È caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20°C e un'umidità relativa dell'aria circostante che non superi il 65%, se non per poche settimane all'anno.
Classe di servizio 2	È caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20°C e un'umidità relativa dell'aria circostante che superi l'85% solo per poche settimane all'anno.
Classe di servizio 3	È caratterizzata da umidità più elevata di quella della classe di servizio 2.

1.4 Valori caratteristici delle proprietà del legno

Vista la varietà dei tipi di semilavorati realizzati in legno, in questo capitolo della trattazione ci si limiterà a definire quali sono le proprietà di resistenza, rigidità e densità che devono essere note al progettista per poter eseguire le verifiche.

Schematicamente verranno poi citati i principali prodotti di comune impiego e la normativa tecnica a cui fare riferimento per dedurre le caratteristiche necessarie alla progettazione.

1.4.1 Proprietà dei materiali

Caratteristiche resistenziali:

- Resistenza caratteristica a flessione ($f_{m,k}$)
- Resistenza caratteristica a trazione parallela alla fibratura ($f_{t,0,k}$)
- Resistenza caratteristica a trazione perpendicolare alla fibratura ($f_{t,90k}$)
- Resistenza caratteristica a compressione parallela alla fibratura ($f_{c,0,k}$)
- Resistenza caratteristica a compressione perpendicolare alla fibratura ($f_{c,90,k}$)
- Resistenza caratteristica a taglio ($f_{v,k}$)

Caratteristiche di rigidità:

- Modulo elastico medio parallelo alle fibre ($E_{0,mean}$)
- Modulo elastico caratteristico parallelo alle fibre ($E_{0,k}$)
- Modulo elastico medio perpendicolare alle fibre ($E_{90,mean}$)
- Modulo elastico caratteristico perpendicolare alle fibre ($E_{90,k}$)
- Modulo di taglio medio (G_{mean})
- Modulo di taglio caratteristico (G_k)

Densità:

- Densità caratteristica (ρ_k)
- Densità media (ρ_{mean})

1.4.2 Materiali a base di legno di comune impiego

Nella tabella che segue sono elencati alcuni semilavorati a base di legno, con la relativa norma di riferimento per la valutazione delle proprietà resistenziali appena definite.

Tabella 1-6: prodotti a base di legno e relativa norma di riferimento

Materiale	Norma tecnica di riferimento
Legno massiccio	EN 14081-1
Legno lamellare	EN 14080
Compensato	EN 636
Pannelli di scaglie orientate OSB	EN 300
Pannelli di particelle (truciolare)	EN 312
Pannelli di fibre ad alta densità	EN 622-2
Pannelli di fibre a media densità (MDF)	EN 622-3 EN 622-5

1.4.3 Effetto della dimensione dell'elemento sulla resistenza

Per il legno massiccio e il legno lamellare, i valori caratteristici di resistenza, desunti da indagini sperimentali, sono riferiti a dimensioni standardizzate secondo le norme pertinenti; in particolare, per la determinazione della resistenza a flessione l'altezza della sezione trasversale del campione di prova è pari a 150 mm per il legno massiccio e 600 mm per il lamellare, mentre per la determinazione della resistenza a trazione parallela alla fibratura, il lato maggiore della sezione trasversale del campione di prova è pari rispettivamente a 150 e 600 mm. Pertanto, per elementi di legno sottoposti a flessione o a trazione parallela alla fibratura che presentino rispettivamente una altezza o il lato maggiore della sezione trasversale inferiore a quelli appena citati, i valori caratteristici $f_{m,k}$ e $f_{t,0,k}$ possono essere incrementati tramite il coefficiente moltiplicativo k_h , così definito [NTC 2008 cap. 11.7]:

Per il legno massiccio:

$$k_h = \min \left\{ \begin{array}{l} (250 / h)^{0,2} \\ 1,3 \end{array} \right.$$

Per il legno lamellare:

$$k_h = \min \left\{ \begin{array}{l} (600 / h)^{0,1} \\ 1,1 \end{array} \right.$$

essendo h l'altezza in millimetri della sezione trasversale dell'elemento inflesso oppure il lato maggiore della sezione trasversale dell'elemento sottoposto a trazione.

1.5 Resistenza di calcolo

La durata del carico e l'umidità del legno influiscono sulle proprietà resistenti del legno. I valori di calcolo per le proprietà del materiale a partire dai valori caratteristici si assegnano quindi con riferimento combinato alle classi di servizio e alle classi di durata del carico.

Il valore di calcolo X_d di una proprietà del materiale (o della resistenza di un collegamento) viene calcolato mediante la relazione [NTC 2008 cap. 4.4.6]:

$$X_d = \frac{k_{mod} \cdot X_k}{\gamma_M}$$

dove:

X_d è il valore caratteristico della proprietà del materiale o della resistenza del collegamento.

k_{mod} è un coefficiente correttivo che tiene conto dell'effetto, sui parametri di resistenza, sia della durata del carico sia dell'umidità della struttura. Se una combinazione di carico comprende azioni appartenenti a differenti classi di durata del carico si dovrà scegliere un valore di k_{mod} che corrisponde all'azione di minor durata.

γ_M è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al materiale

I valori dei coefficienti di sicurezza γ_M e dei coefficienti k_{mod} sono desumibili da Tabella 1-7 e Tabella 1-8 proposte nella prossima pagina [NTC-2008 cap. 4.4.6].

1.6 Durabilità

La durabilità delle opere realizzate con prodotti in legno strutturali è ottenibile mediante un'accurata progettazione dei dettagli esecutivi.

Al fine di garantire alla struttura adeguata durabilità, si devono considerare i seguenti fattori tra loro correlati:

- la destinazione d'uso della struttura;
- le condizioni ambientali prevedibili;
- la composizione, le proprietà e le prestazioni dei materiali;
- la forma degli elementi strutturali ed i particolari costruttivi;
- la qualità dell'esecuzione ed il livello di controllo della stessa;
- le particolari misure di protezione;
- la probabile manutenzione durante la vita presunta.

1.6.1 Resistenza agli organismi biologici

Il legno e i materiali a base di legno devono possedere adeguata durabilità naturale in conformità alla EN 350-2:1994 per la specifica classe di rischio (definita nelle EN 335-2013), o devono essere soggetti a trattamento preservante scelto in conformità alla EN 351-1:2008 e EN 460:1994.

Tabella 1-7: coefficienti di sicurezza γ_M relativi ai materiali

Stati limite ultimi (SLU)	γ_M
Combinazioni fondamentali	
Legno massiccio	1,50
Legno lamellare	1,45
Pannelli di particelle o fibre	1,50
Compensato, pannelli di scaglie orientate	1,40
Unioni	1,50
Combinazioni eccezionali	1,00

Tabella 1-8: coefficienti k_{mod} in funzione dei materiali e delle classi di servizio e durata del carico

Materiale	Classe di servizio	Classe di durata del carico				
		Permanente	Lunga	Media	Breve	Istantanea
Legno massiccio Legno lamellare	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
	2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
	3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Compensato	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
	2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
	3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Pannello di scaglie orientate OSB	1	0,3	0,45	0,65	0,85	1,00
	1	0,4	0,5	0,7	0,9	1,00
	2	0,3	0,4	0,55	0,70	0,90
Pannello di particelle (truciolare)	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,00
	2	0,20	0,30	0,45	0,60	0,80
	1	0,40	0,50	0,70	0,90	1,00
	2	0,30	0,40	0,55	0,70	0,90
Pannello di fibre, alta densità	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,00
	2	0,20	0,30	0,45	0,60	0,80
Pannello di fibre, media densità (MDF)	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00
	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00
	2	-	-	-	0,45	0,80
	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00
		-	-	-	0,45	0,80

1.7 Staffe metalliche di collegamento degli elementi lignei

Le staffe metalliche sono dispositivi che consentono di realizzare dei collegamenti tra di loro di elementi in legno e tra elementi in legno e altri in calcestruzzo o in acciaio. La possibilità di essere posati a secco e direttamente in opera li rende versatili e di largo impiego in una grande quantità di applicazioni.

1.7.1 Tipologie di staffe

I tipi di staffe maggiormente usati e che saranno trattati in questo manuale sono qui di seguito illustrati:

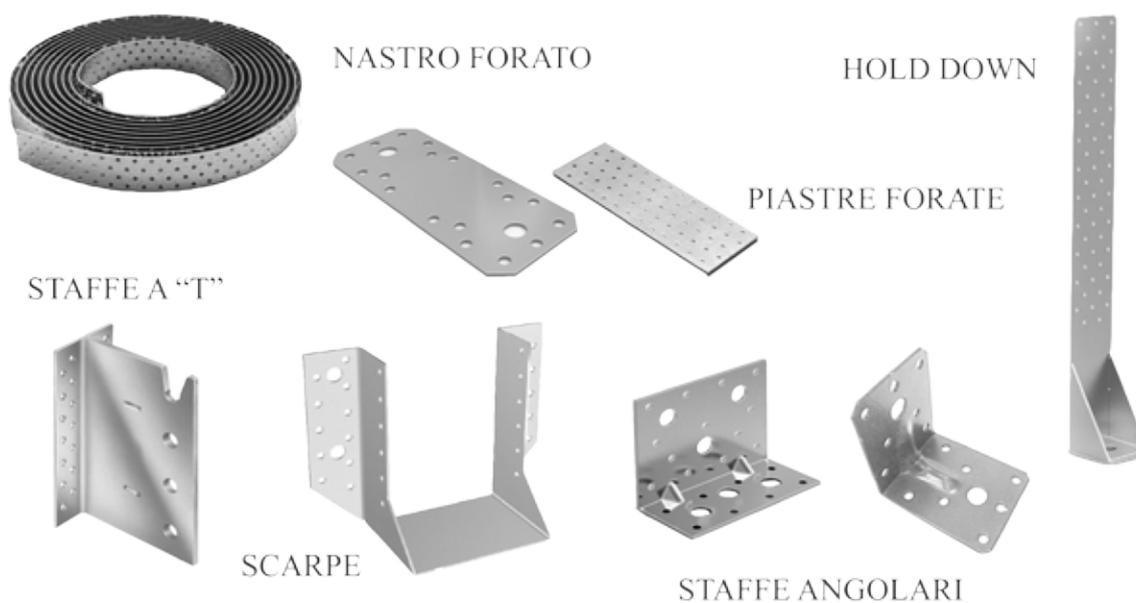


Figura 1-1

1.7.1.1 Nastri forati

I nastri forati sono delle lamiera metalliche piatte forate dello spessore di qualche millimetro, della larghezza di qualche decina di millimetri e di notevole sviluppo in lunghezza (fino a qualche decina di metri).

Vista la conformazione, il loro impiego è efficace per resistere a una forza di trazione nella direzione della lunghezza, questo li rende idonei a realizzare sistemi di controventatura nelle strutture in legno.

1.7.1.2 Piastre e bande lisce forate

Le piastre e le bande, come i nastri forati, sono costituite da lamiera metalliche piatte forate, ma a differenza di questi, non vi è una differenza sensibile tra lunghezza e larghezza.

Come i nastri, le piastre e le bande, sono efficaci per resistere a forze di taglio nel loro piano; sono quindi impiegate per collegare elementi lignei tra loro o per il loro ancoraggio a cordoli in calcestruzzo. In quest'ultimo caso, nelle lamiera sono stati praticati fori di diametro maggiore, per l'inserimento di appositi ancoranti.

1.7.1.3 Staffe a "T"

Le staffe a "T" sono costituite da una lamiera metallica forata piegata a formare due facce tra loro ortogonali.

Questo tipo di staffa si presta bene a collegare trave principale e secondaria di un solaio, con il notevole vantaggio estetico e di resistenza al fuoco di non essere visibile una volta terminato l'assemblaggio.

Vista la conformazione, il dispositivo resiste molto bene se caricato da forze parallele a entrambe le facce (cioè ortogonale sia alla trave principale che a quella secondaria), offre invece resistenze modeste per carichi trasversali (cioè paralleli alla trave principale).

1.7.1.4 Scarpe metalliche

Le scarpe metalliche sono costituite da una lamiera metallica forata piegata a formare una sorta di tasca che consente l'alloggiamento dell'elemento in legno.

Questo tipo di staffa si presta bene a collegare trave principale e secondaria di un solaio, la staffa rimane visibile al termine dell'assemblaggio, con svantaggi estetici e di esposizione al fuoco in caso di incendio. La scarpa, a differenza della staffa a "T", offre buona resistenza per carichi trasversali in entrambe le direzioni.

1.7.1.5 Angolari nervati

Le staffe angolari sono prodotte a partire da una lamiera forata che a seguito di un processo di piegatura perde la complanarità e si vengono a formare due facce distinte inclinate tra loro di un certo angolo (di solito 90°).

In prossimità dell'angolo, la staffa può essere rinforzata da ulteriori piegature, che le conferiscono maggiore resistenza; questo tipo di angolari sono detti nervati.

Il tipo di sollecitazioni presenti, si possono sostanzialmente distinguere in tre tipologie principali (F_1 , $F_{2/3}$, $F_{4/5}$), in cui è opportuno fare ulteriori distinzioni riguardo alla disposizione dell'elemento in legno (colonna o arcareccio), per quanto riguarda l'orientamento delle fibre e, se vi sia presente solo uno o due dispositivi accoppiati, per quanto riguarda gli angolari.

A tale scopo si illustra di seguito quanto riportato sinteticamente in queste righe (Figura 1-2).

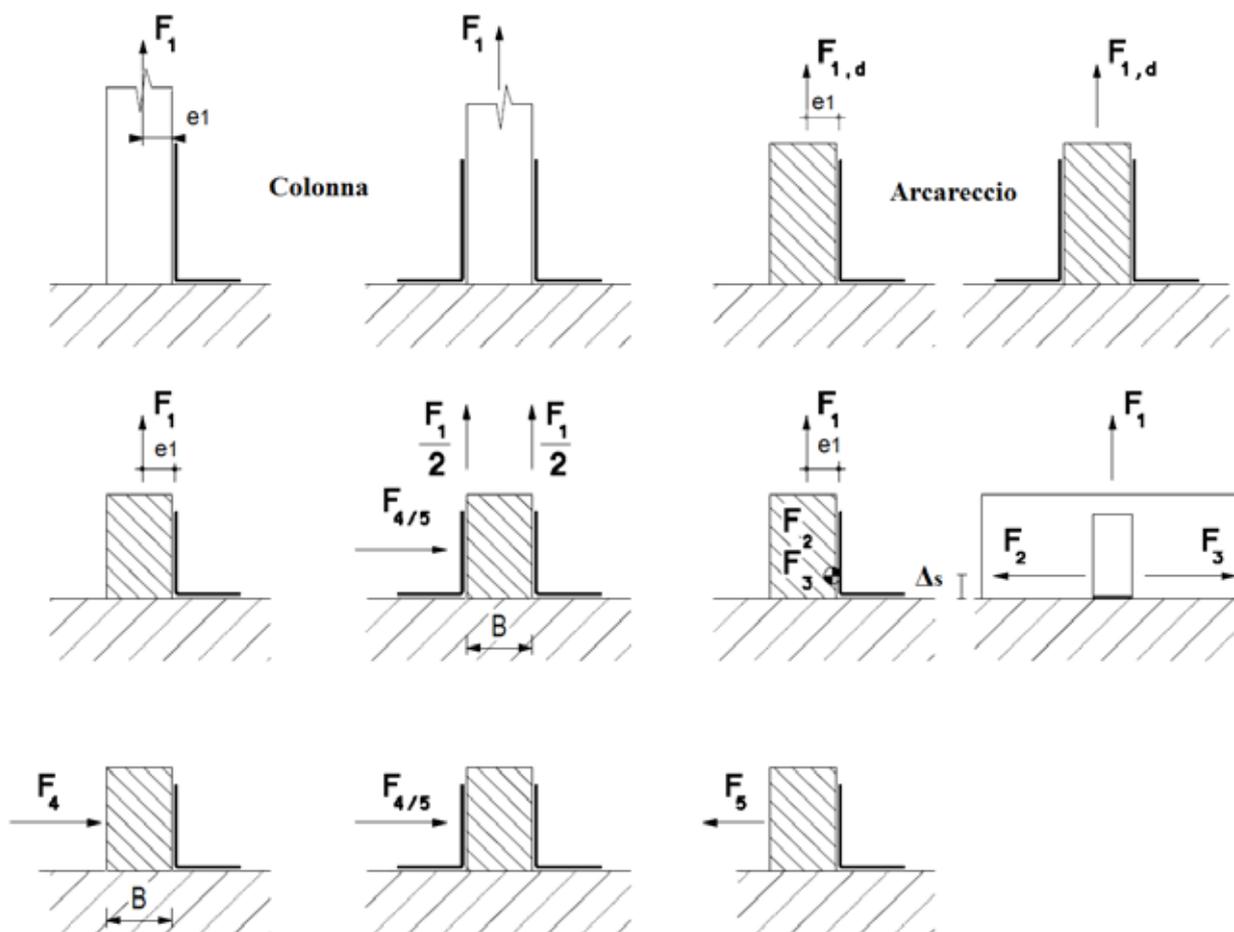


Figura 1-2

Qualora l'angolare si trovasse ad essere soggetto a combinazioni dei casi appena illustrati si deve applicare la seguente relazione per tener conto delle sollecitazioni combinate:

$$\left(\frac{F_{1,Ed}}{F_{1,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{F_{2/3,Ed}}{F_{2/3,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{F_{4/5,Ed}}{F_{4/5,Rd}}\right)^2 \leq 1$$

1.7.1.6 Hold-down

Gli hold-down sono un particolare tipo di angolare, costituiti da una lamiera metallica piegata più volte oppure saldata avente una dimensione (la lunghezza), molto maggiore delle altre due.

Questo tipo di staffa è appositamente conformato per collegare un pilastro o una parete in legno a un cordolo (o una fondazione) in calcestruzzo. L'hold-down, al lato del legno è fissato con chiodi o viti e lavora come un nastro forato, cioè a trazione nella direzione della lunghezza, mentre, al lato del calcestruzzo, scarica lo sforzo a terra attraverso un tassello meccanico o chimico. Questo dispositivo non è concepito per resistere ad azioni trasversali, per questo spesso è accoppiato ad angolari nervati.

1.7.2 La linea guida europea per la progettazione delle staffe metalliche

La norma di riferimento per le piastre lisce è la EN-14545:2008 “Connettori per strutture in legno”, mentre per le altre staffe metalliche è la linea guida ETAG-015:2012 “Staffe metalliche tridimensionali” che specifica i requisiti e i metodi di prova per materiali, geometria, resistenza, rigidità e aspetti relativi alla durabilità.

La norma fornisce indicazioni di carattere generale sulla valutazione e l’attestazione di conformità relativa all’ottenimento della marchiatura CE. Vi sono inoltre disposizioni riguardanti la produzione, il trasporto, lo stoccaggio, la posa in opera e la relativa manutenzione dei prodotti.

La norma ETAG-015 da inoltre delle direttive sui contenuti delle norme relative al singolo prodotto (ETA).

1.7.3 Capacità portante delle staffe

Per valutare la capacità di carico delle staffe metalliche si deve tener conto dei seguenti meccanismi di rottura:

- Crisi della lamiera di acciaio per trazione
- Crisi della lamiera di acciaio per flessione
- Crisi della lamiera di acciaio per sollecitazioni combinate trazione-flessione
- Rifollamento del foro nella lamiera d’acciaio
- Eccessiva compressione del legno in direzione ortogonale alle fibre (schiacciamento)
- Raggiungimento della massima capacità portante dei connettori nel legno o nel calcestruzzo.

1.7.3.1 Crisi della lamiera di acciaio per trazione

Il massimo sforzo di trazione di progetto applicabile a una lamiera di acciaio è calcolabile come [EC-3 parte 1-1 sez. 6.2.3] il valore minore tra la resistenza plastica di progetto della sezione trasversale lorda e la resistenza ultima di progetto della sezione trasversale in corrispondenza dei fori per i dispositivi di giunzione.

$$N_{t,Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_{y,k}}{\gamma_{M0}} \\ N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_{u,k}}{\gamma_{M2}} \end{array} \right.$$

Dove:

A è l’area lorda della sezione trasversale [EC-3 sez. 6.6.2]

A_{net} è l’area netta della sezione trasversale [EC-3 sez. 6.6.2]

f_{y,k} è la resistenza a snervamento dell’acciaio

f_{u,k} è la resistenza ultima dell’acciaio

γ_{M0} è un coefficiente parziale di sicurezza (γ_{M0}=1,05 secondo NTC-2008 sez. 4.2.4.1)

γ_{M2} è un coefficiente parziale di sicurezza (γ_{M2}=1,25 secondo NTC-2008 sez. 4.2.4.1).

La verifica impone:

$$\frac{N_{t,Ed}}{N_{t,Rd}} < 1$$

Con:

N_{t,Ed} forza assiale sollecitante di trazione di progetto

N_{t,Rd} forza assiale resistente di trazione di progetto.

1.7.3.2 Crisi della lamiera di acciaio per flessione

Il massimo momento resistente di progetto esplicabile da una lamiera di acciaio è calcolabile, considerando la sezione trasversale in classe 1, secondo la relazione [EC-3 parte 1-1 sez. 6.2.5]:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

Dove:

W_{pl} è il modulo di resistenza plastica della sezione trasversale

f_y è la resistenza a snervamento dell’acciaio

γ_{M0} è un coefficiente parziale di sicurezza (secondo NTC-2008 γ_{M0}=1,05)

La verifica impone:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} < 1$$

Con:

M_{Ed} momento sollecitante di progetto

$M_{c,Rd}$ momento resistente di progetto.

1.7.3.3 Sollecitazione combinata flessione-trazione

In caso di sollecitazione combinata di flessione e trazione, è possibile ancora sfruttare le capacità di carico plastiche delle sezioni applicando la relazione fornita dall'EC-3 [parte 1-1 sez. 6.2.9], che fornisce il valore del momento resistente di progetto come:

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \cdot \left[1 - \left(\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \right) \right]$$

A condizione che la forza di taglio agente sia minore del 50% della capacità di taglio plastica resistente della sezione.

Dove:

$M_{N,Rd}$ è la resistenza plastica di progetto a flessione ridotto per effetto della presenza della forza assiale N_{Ed}

$N_{pl,Rd}$ è la resistenza di progetto plastica della sezione lorda.

1.7.3.4 Rifollamento del foro nella lamiera di acciaio

La forza massima resistente di progetto per rifollamento del foro nella lamiera è determinabile come previsto dall'EC3 [parte 1-8 sez. 3.6]:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$$

Dove:

d è il diametro nominale del gambo del connettore

t è lo spessore della lamiera

$\alpha_b = \min \{ e_1 / (3 \cdot d_0); f_{ub} / f_u; p_1 / (3 \cdot d_0) - 0,25; 1 \}$

$k_1 = \min \{ 2,8 \cdot e_2 / d_0 - 1,7; 1,4 \cdot p_2 / d_0 - 1,7; 2,5 \}$

f_u è la resistenza a rottura della lamiera

f_{ub} è la resistenza a rottura del connettore

d_0 è il diametro del foro nella lamiera.

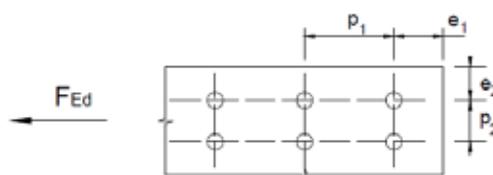


Figura 1-3

1.7.3.5 Compressione del legno in direzione ortogonale alle fibre

Nel caso in cui la staffa metallica a contatto con il legno sia sollecitata a uno sforzo che implichi schiacciamento del legno in direzione ortogonale alle fibre, secondo l'EC-5 [sez. 6.1.5], si deve verificare che:

$$\sigma_{c,90} \leq k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}$$

Dove:

$\sigma_{c,90}$ è la tensione di progetto a compressione nell'area di contatto efficace perpendicolare alla fibratura

$f_{c,90,d}$ è la resistenza di progetto a compressione perpendicolare alla fibratura

$k_{c,90}$ è un coefficiente che tiene conto della configurazione di carico, di solito vale 1,0.

1.7.3.6 Raggiungimento della massima capacità portante dei connettori nel legno

Questo meccanismo di rottura verrà spiegato con dettaglio nei prossimi capitoli dove verranno descritti i connettori maggiormente usati e il calcolo della relativa capacità portante.

1.8 Connessioni con mezzi di unione metallici

1.8.1 Tipologie di connettori

I connettori metallici più frequentemente usati per assemblare le membrature lignee sono quelli genericamente definiti a gambo cilindrico [EC-5 sez. 8] che devono essere conformi alla EN-14592:2009+A1:2012

I più comuni sono quelli di seguito illustrati.

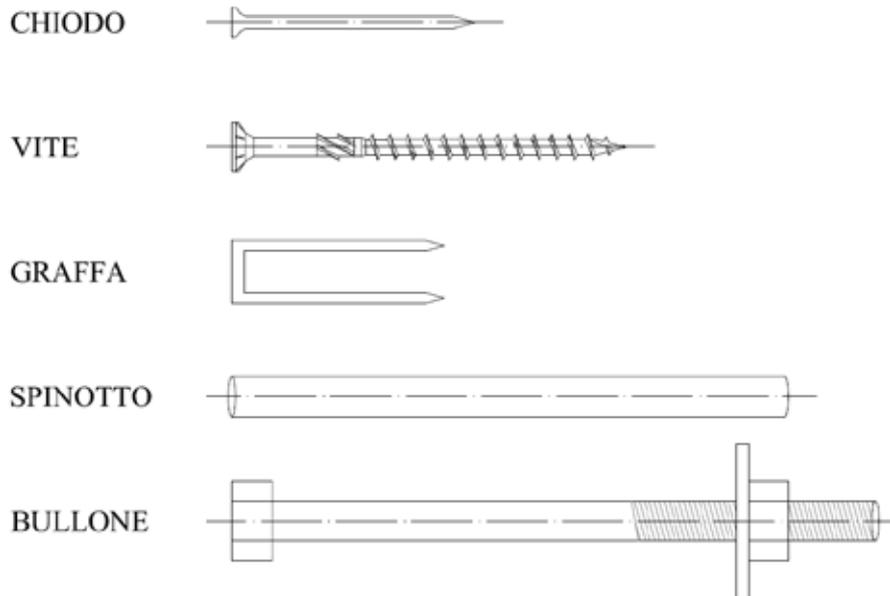


Figura 1-4

I tipi di sforzi per i quali viene dimensionata l'unione sono di due tipi, quelle che vedono il connettore sollecitato prevalentemente lungo il suo asse longitudinale (Figura 1-5a) e quelle che lo vedono sollecitato in direzione trasversale (Figura 1-5b). In alcuni casi è possibile che entrambe le sollecitazioni siano presenti.

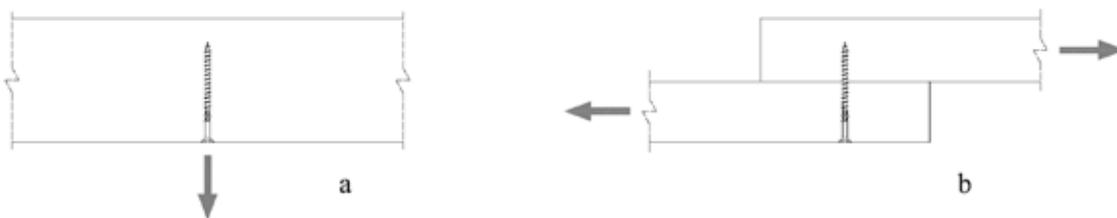


Figura 1-5

1.8.2 Connessioni con mezzi di unione multipli

L'EC-5 pone particolare attenzione alle connessioni che prevedano l'uso mezzi di unione multipli, in particolare se disposti lungo la direzione della fibratura del legno, in questo caso, infatti la capacità portante della connessione può essere più bassa della somma delle individuali capacità portanti di ciascun mezzo di unione.

A tale scopo, si raccomanda che la capacità portante caratteristica efficace in direzione parallela alla fila, $F_{v,ef,Rk}$, sia assunta come [EC-5 sez. 8.1.2]:

$$F_{v,ef,Rk} = n_{ef} \cdot F_{V,Rk}$$

Dove:

$F_{v,ef,Rk}$ è la capacità portante caratteristica efficace di una fila di mezzi di unione disposta parallelamente alla fibratura;

n_{ef} è il numero efficace di mezzi di unione in linea, parallela alla fibratura;

$F_{V,Rk}$ è la capacità portante caratteristica di ciascun mezzo di unione, parallelamente alla fibratura.

Per una forza agente in direzione inclinata rispetto alla direzione della fila, si raccomanda che sia verificato che la componente della forza parallela alla fila sia minore o uguale alla capacità portante calcolata secondo l'espressione.

1.8.3 Capacità portante laterale di mezzi di unione metallici impiegati

Per calcolare la capacità portante caratteristica di una unione soggetta a sforzi di taglio, l'Eurocodice 5 riprende la formulazione proposta da Johansen che prevede la considerazione dei contributi dovuti alla resistenza a rifollamento dell'elemento ligneo, alla resistenza a snervamento del connettore, e alla resistenza all'estrazione di quest'ultimo [EC-5 sez. 8.2]. Per la spiegazione nel dettaglio di queste proprietà meccaniche si rimanda ai paragrafi 1.9.3 e 1.10.3 del presente manuale.

Per lo scopo perseguito nella redazione di questo manuale, volto allo studio delle staffe metalliche, si riporta solo il caso di connessioni acciaio-legno.

1.8.3.1 Connessioni acciaio-legno [EC-5 sez. 8.8.3]

La capacità portante caratteristica di una connessione acciaio-legno dipende dallo spessore delle piastre di acciaio. Piastre di acciaio aventi spessore minore o uguale a $0,5 \cdot d$ sono classificate come piastre sottili, mentre le piastre di acciaio aventi spessore maggiore o uguale a d sono classificate come piastre spesse.

Nel caso di piastra di spessore intermedio l'Eurocodice 5 prescrive che la capacità portante caratteristica della connessione sia calcolata tramite interpolazione lineare tra i valori calcolati nei due casi appena citati.

La capacità portante caratteristica per chiodi, cambrette, viti, bulloni e spinotti, per singolo piano di taglio e per singolo mezzo di unione è calcolabile dalle seguenti relazioni:

- Per una piastra di acciaio sottile, a taglio singolo:

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} 0,4 \cdot f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d & \text{(a)} \\ 1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & \text{(b)} \end{cases}$$

- Per una piastra di acciaio spessa, a taglio singolo:

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d & \text{(c)} \\ f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d \left[\sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & \text{(d)} \\ 2,3 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & \text{(e)} \end{cases}$$

- Per una piastra di acciaio di qualsiasi spessore interposta come elemento centrale in una connessione a doppio taglio:

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d & \text{(f)} \\ f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d \left[\sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & \text{(g)} \\ 2,3 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & \text{(h)} \end{cases}$$

- Per piastre di acciaio sottili poste come elementi esterni di una connessione a doppio taglio:

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} 0,5 \cdot f_{h,2,k} \cdot t_2 \cdot d & \text{(j)} \\ 1,5 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,2,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & \text{(k)} \end{cases}$$

- Per piastre di acciaio spesse poste come elementi esterni di una connessione a doppio taglio:

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} 0,5 \cdot f_{h,2,k} \cdot t_2 \cdot d & \text{(l)} \\ 2,3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,2,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & \text{(m)} \end{cases}$$

Dove:

t_1 è il più piccolo degli spessori dell'elemento dal lato legno, oppure la profondità di penetrazione (Figura 1-6);

t_2 è lo spessore dell'elemento ligneo centrale (Figura 1-6);

$f_{h,k}$ è la resistenza caratteristica a rifollamento nell'elemento ligneo i-esimo (cfr. paragrafo 1.9.3 e 1.10.3);

d è il diametro del mezzo di unione;

$M_{y,Rk}$ è il momento caratteristico di snervamento del mezzo di unione (cfr. paragrafo 1.9.3 e 1.10.3);

$F_{ax,Rk}$ è la capacità caratteristica a estrazione per il mezzo di unione (cfr. paragrafo 1.10.5).

Per la limitazione dell'effetto cordata si applicano le regole viste per le unioni legno-legno.

A ciascuna delle relazioni appena proposte precedentemente sono associate le modalità di rottura illustrate di seguito:

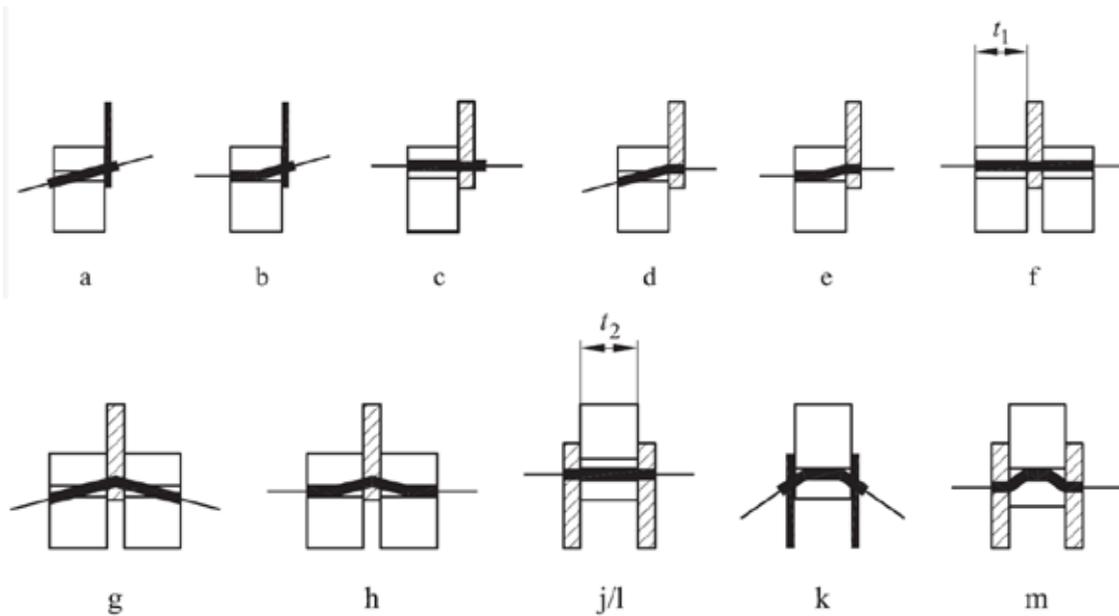


Figura 1-6

1.9 Connessioni con chiodi ad aderenza migliorata

I chiodi che saranno studiati in questa trattazione sono quelli maggiormente impiegati nei collegamenti degli elementi lignei facenti uso di staffe, cioè quelli ad aderenza migliorata detti anche “ring nails” o più comunemente chiodi anker.

La norma di riferimento per questo tipo di prodotto è la EN-14592:2009+A1:2012 che ne specifica i requisiti e i metodi di prova per materiali, geometria, resistenza, rigidezza e aspetti di durabilità.

1.9.1 Materiali costituenti i chiodi secondo EN-14592:2009+A1:2012

Le viti devono essere realizzate in acciaio o acciaio al carbonio, in conformità alla norma EN 10083-2:2006 o EN 10016, o acciaio austenitico inossidabile in conformità alla norma EN 10083-1:2006 o EN 10088-2:2014.

1.9.2 Caratteristiche geometriche dei chiodi secondo EN-14592:2009+A1:2012

Il diametro nominale d dei chiodi non deve essere inferiore a 1,9 mm e non superiore a 8,0 mm.

L'area della testa A_h non deve essere inferiore a $2,5 \cdot d^2$ e lo spessore della testa h_t , non deve essere minore di $0,25 \cdot d$. Definita con l la lunghezza del chiodo, la lunghezza della punta l_p , deve essere compresa tra $0,5 \cdot d$ e $1,5 \cdot d$ (cfr. Figura 1-7).

La lunghezza della parte filettata deve essere di almeno $4,5 \cdot d$.

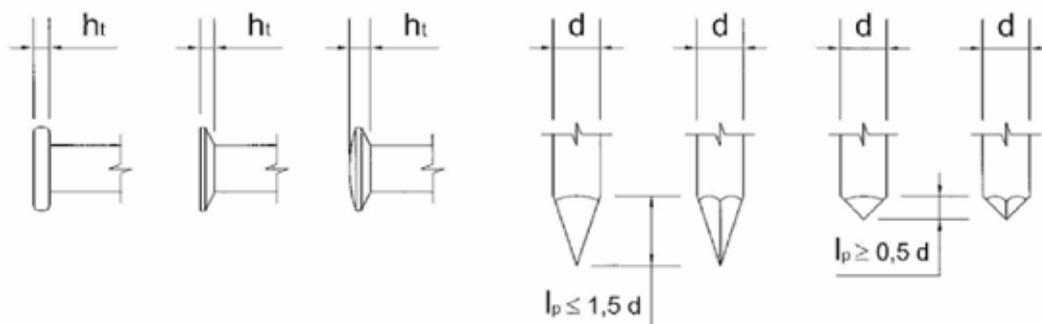


Figura 1-7

1.9.3 Caratteristiche meccaniche dei chiodi secondo EN-14592:2009+A1:2012

Di seguito sono elencate proprietà meccaniche e la relativa norma di riferimento per poter condurre i test di caratterizzazione.

- *Momento caratteristico di snervamento (Figura 1-9a)*

Il momento caratteristico di snervamento $M_{y,k}$ della vite deve essere dichiarato e tale valore deve essere rilevato attraverso le prove descritte secondo EN-409:1993 o calcolato secondo le relazioni indicate nell'Eurocodice 5.

- *Valore caratteristico di resistenza a trazione (Figura 1-9b)*

Per i chiodi, il valore caratteristico di resistenza a trazione $f_{tens,k}$ (rottura della testa o rottura del gambo) deve essere determinato tramite test in accordo con la EN-1383:2016.

- *Valore caratteristico di resistenza all'attraversamento della testa (Figura 1-9c)*

Il valore caratteristico di resistenza all'attraversamento della testa $f_{head,k}$, deve essere dichiarato e tale valore deve essere valutato mediante test secondo quanto prescritto nella EN-1383:2016 per uno o più campioni in legno di diverse tipologie.

- *Valore caratteristico di resistenza all'estrazione dal lato della punta (Figura 1-9d)*

Il valore caratteristico di resistenza all'estrazione dal lato della punta $f_{ax,k}$, deve essere dichiarato e tale valore deve essere valutato mediante test secondo quanto prescritto nella EN-1382:2016 calcolato secondo le relazioni indicate nell'Eurocodice 5.

Tale valore deve essere superiore a 6 N/mm^2 per i chiodi ad aderenza migliorata testati su legno con massa volumica di 350 kg/m^3 condizionato a $20 \text{ }^\circ\text{C}$ e al 65% di umidità relativa.

Le modalità di rottura per il raggiungimento del limite di ciascuna delle proprietà di resistenza meccanica appena descritte e la rottura per rifollamento del legno (Figura 1-9e) sono illustrate nel prossimo paragrafo (i disegni illustrano i meccanismi di rottura per le viti, per i chiodi è comunque valida l'analogia).

1.9.4 Chiodi ad aderenza migliorata caricati lateralmente

Per questa tipologia di chiodi, la norma invita il progettista a far riferimento a quanto prescritto per la progettazione delle unioni chiodate alla sezione 8.3.1 dell'Eurocodice 5. Per le Connessioni legno-legno e acciaio-legno è possibile usare le relazioni precedentemente esposte calcolando i parametri da inserire come di seguito specificato.

Per chiodi con diametro maggiore di 6 mm o legni con massa volumica caratteristica maggiore di 500 kg/m^3 è raccomandato

il perforo il cui diametro non deve essere maggiore di $0,8 \cdot d$. Per i chiodi filettati, la lunghezza di penetrazione al lato della punta deve essere di almeno $6 \cdot d$. I chiodi infissi nelle testate degli elementi devono essere considerati non in grado di trasmettere forze laterali, salvo quanto prescritto alla sez. 8.3.1.2 dell'Eurocodice-5.

Qualora non fosse disponibile il valore fornito dal produttore, il momento di snervamento caratteristico della vite può essere stimato dalla relazione [EC-5 sez. 8.3.1]:

$$M_{y,Rk} = 0,3 \cdot f_{u,k} \cdot d^{2,6}$$

Dove:

$M_{y,Rk}$ è il valore caratteristico del momento di snervamento in N/mm

$f_{u,k}$ è la resistenza caratteristica a trazione in N/mm²

d è il diametro della vite in mm (come definito al paragrafo 1.10.4.1)

La resistenza caratteristica a rifollamento del legno e del LVL vale [EC-5 sez. 8.3.1]:

$$f_{h,k} = 0,082 \cdot \rho_k \cdot d^{0,3}$$

Dove:

$f_{h,k}$ è la resistenza caratteristica a rifollamento in N/mm²

ρ_k è la massa volumica caratteristica del legno in kg/m³

d è il diametro della vite in mm (come definito al paragrafo 1.10.4.1)

I valori minimi di spaziatura e distanza da bordi ed estremità per connessioni legno-legno sono indicati nella pagina seguente, per connessioni legno-acciaio si adottano le medesime relazioni moltiplicate per un coefficiente 0,7 [EC-5 sez. 8.3.1].

Tabella 1-9: spaziature e distanze minime per chiodi con la simbologia adottata in Figura 1-8

Spaziatura o distanza	Angolo α	Valori minimi		
		Senza preforo		Con preforo
			$420 < \rho_k \leq 500 \text{ kg/m}^3$	
a_1 (parallela alla fibratura)	$0 \leq \alpha \leq 360^\circ$	$d < 5\text{mm}$: $(5+5 \cos\alpha)d$ $d \geq 5\text{mm}$: $(5+7 \cos\alpha)d$	$(7+8 \cos\alpha)d$	$(4+ \cos\alpha)d$
a_2 (perpendic. alla fibratura)	$0 \leq \alpha \leq 360^\circ$	$5 \cdot d$	$7 \cdot d$	$(3+ \sin\alpha)d$
$a_{3,t}$ (estremità caricata)	$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	$(10+5 \cos\alpha)d$	$(15+5 \cos\alpha)d$	$(7+5 \cos\alpha)d$
$a_{3,c}$ (estremità non caricata)	$90^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$	$10 \cdot d$	$15 \cdot d$	$7 \cdot d$
$a_{4,t}$ (bordo caricato)	$0 \leq \alpha \leq 180^\circ$	$d < 5\text{mm}$: $(5+2 \sin\alpha)d$ $d \geq 5\text{mm}$: $(5+5 \sin\alpha)d$	$d < 5\text{mm}$: $(7+2 \sin\alpha)d$ $d \geq 5\text{mm}$: $(7+5 \sin\alpha)d$	$d < 5\text{mm}$: $(3+2 \sin\alpha)d$ $d \geq 5\text{mm}$: $(3+4 \sin\alpha)d$
$a_{4,c}$ (bordo non caricato)	$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$5 \cdot d$	$7 \cdot d$	$3 \cdot d$

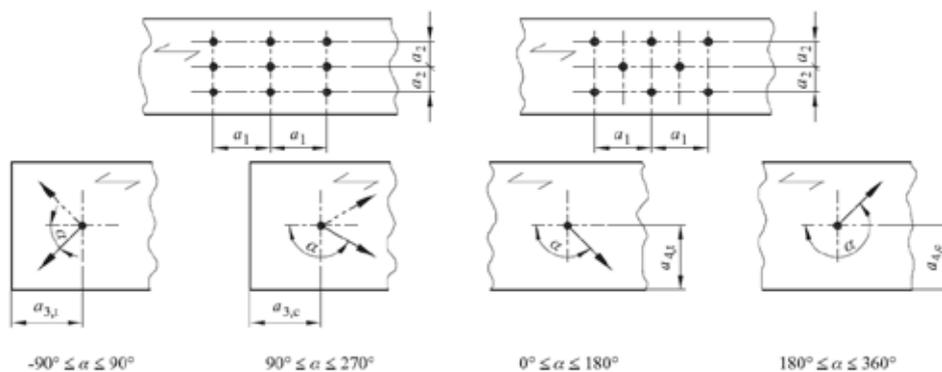


Figura 1-8

Per una fila di n chiodi disposti parallelamente alla fibratura, si raccomanda che la capacità portante parallela alla fibratura sia calcolata utilizzando il numero efficace di mezzi di unione nef [EC-5 sez. 8.3.1].

$$n_{ef} = n^{k_{ef}}$$

Dove:

n_{ef} è il numero efficace di viti nella fila

n è il numero di viti in una fila

k_{ef} è un coefficiente riduttivo fornito nella tabella seguente:

Tabella 1-10: spaziatura minima per file di chiodi poste in direzione parallela alla fibratura

Passo	k_{ef}	
	Senza preforo	Con preforo
$a_1 \geq 14d$	1,0	1,0
$a_1 = 10d$	0,85	0,85
$a_1 = 7d$	0,7	0,7
$a_1 = 4d$	-	0,5

Per passi intermedi, è ammessa l'interpolazione lineare

Per carichi ortogonali alla fibratura è lecito assumere $n_{ef} = n$, mentre per angoli $0 < \alpha < 90^\circ$ fra la direzione del carico e quella della fibratura è lecito stimare nef mediante interpolazione lineare.

1.9.5 Chiodi ad aderenza migliorata caricati assialmente

L'Eurocodice 5 prescrive che i chiodi utilizzati per resistere a carichi assiali di lunga durata debbano essere filettati. Viene inoltre precisato che solo la parte filettata sia considerata in grado di trasmettere carico assiale.

I chiodi infissi in direzione parallela alla fibratura del legno vanno considerati come non in grado di trasmettere carico assiale.

La capacità caratteristica a estrazione dei chiodi $F_{ax,Rk}$, per chiodature oblique e ortogonali alla fibratura può essere stimata come [EC-5 sez. 8.3.2]:

$$F_{ax,Rk} = \min \begin{cases} f_{ax,k} \cdot d \cdot t_{pen} \\ f_{head,k} \cdot d_h^2 \end{cases}$$

Dove:

$f_{ax,k}$ è la resistenza caratteristica a estrazione, al lato della punta

$f_{head,k}$ è la resistenza caratteristica all'attraversamento dell'elemento da parte della testa, sul lato della testa del chiodo

d è il diametro del chiodo

t_{pen} è la lunghezza della parte filettata inserita nell'elemento che riceve la punta

d_h è il diametro della testa del chiodo.

Per i chiodi a gambo filettato, si raccomanda che la penetrazione dal lato della punta ammonti ad almeno $6 \cdot d$. Per chiodi con una penetrazione dal lato della punta minore di $8 \cdot d$ si raccomanda che la capacità a estrazione sia moltiplicata per $(t_{pen}/(2 \cdot d) - 3)$.

Per legno strutturale messo in opera con umidità vicina al punto di saturazione, e per il quale si prevede l'essiccazione sotto carico, si raccomanda che i valori di $f_{ax,k}$ e $f_{head,k}$ siano moltiplicati per 2/3.

Le spaziature e le distanze da estremità e bordi valide per i chiodi caricati lateralmente, si applicano anche ai chiodi caricati assialmente.

1.9.6 Chiodi caricati sia lateralmente che assialmente

Per le connessioni realizzate con chiodi ad aderenza migliorata, sottoposti a una combinazione di carico assiale e carico laterale, si raccomanda che sia soddisfatta l'espressione [EC-5 sez. 8.7.3]:

$$\left(\frac{F_{ax,Ed}}{F_{ax,Rd}} \right)^2 + \left(\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} \right)^2 \leq 1$$

1.10 Connessioni con viti

Le viti che saranno studiate in questa trattazione sono quelle impiegate nei collegamenti degli elementi lignei facenti uso di staffe, appositamente conformate per occupare il foro delle lamiere e minimizzare il gioco tra la vite e il foro. La norma di riferimento è la EN-14592:2009+A1:2012 che specifica i requisiti e i metodi di prova per materiali, geometria, resistenza, rigidità e aspetti di durabilità degli elementi di collegamento di forma cilindrica da utilizzare nelle strutture in legno portante. Il sistema di attestazione di conformità è un sistema 3: i prodotti devono essere prima sottoposti a delle prove iniziali di tipo presso un laboratorio notificato, a seguito di questi test verrà rilasciato un Report ITT sulla base del quale il produttore emetterà la relativa Dichiarazione di Prestazione (DoP). La norma EN-14592:2009+A1:2012 prescrive inoltre tutte le prove che il produttore dovrà implementare nel proprio controllo di produzione interno per mantenere valida la DoP emessa.

1.10.1 Materiali costituenti le viti secondo EN-14592:2009+A1:2012

Le viti possono essere realizzate in acciaio o acciaio al carbonio, in conformità alla norma EN 10083-2:2006 o EN 10016 o acciaio austenitico inossidabile in conformità alla norma EN 10083-2:2006 o EN 10088-2:2014.

È possibile utilizzare altre qualità di acciaio a condizione che vengano testate e documentate nel report ITT le varie proprietà meccaniche e che queste siano almeno equivalenti alle qualità descritte nelle norme precedentemente elencate.

1.10.2 Caratteristiche geometriche delle viti secondo EN-14592:2009+A1:2012

Il diametro nominale d (diametro filettato) delle viti impiegate nel legno strutturale deve essere compreso tra 2,4 mm e 24 mm. Il diametro del nucleo della vite d_1 deve essere compreso tra valori pari al 60% e 90% del diametro filettato. La porzione di gambo filettata l_g deve essere almeno pari a $6 \cdot d$.

Lunghezza della vite l , lunghezza della porzione filettata l_g , diametro nominale (filettato) d e diametro del nucleo d_1 devono essere dichiarati dal produttore.

1.10.3 Caratteristiche meccaniche delle viti secondo EN-14592:2009+A1:2012

Di seguito sono elencate proprietà meccaniche e la relativa norma di riferimento per poter condurre i test di caratterizzazione.

- *Momento caratteristico di snervamento (Figura 1-9a)*

Il momento caratteristico di snervamento $M_{y,k}$ della vite deve essere dichiarato e tale valore deve essere rilevato attraverso le prove descritte secondo EN-409:1993 o calcolato secondo le relazioni indicate nell'Eurocodice 5.

- *Valore caratteristico di resistenza a trazione (Figura 1-9b)*

Per le viti, il valore caratteristico di resistenza a trazione $f_{tens,k}$, (rottura della testa o rottura del gambo) deve essere determinato tramite test in accordo con la EN-1383:2016.

- *Valore caratteristico di resistenza all'attraversamento della testa (Figura 1-9c)*

Il valore caratteristico di resistenza all'attraversamento della testa $f_{head,k}$, deve essere dichiarato e tale valore deve essere valutato mediante test secondo quanto prescritto nella EN-1383:2016 per uno o più campioni in legno di diverse tipologie.

- *Valore caratteristico di resistenza all'estrazione dal lato della punta (Figura 1-9d)*

Per le viti, il valore caratteristico di resistenza all'estrazione dal lato della punta $f_{ax,k}$, deve essere dichiarato e tale valore deve essere valutato mediante test secondo quanto prescritto nella EN-1382:2016 o calcolato secondo le relazioni indicate nell'Eurocodice 5.

- *Valore caratteristico del rapporto torsionale*

La resistenza torsionale caratteristica della vite $f_{tor,k}$ e le resistenza torsionale all'inserimento nel legno $R_{tor,k}$, devono essere determinate in accordo rispettivamente con EN ISO-10666:1999 e con l'allegato B della EN-14592:2009+A1:2012.

Le modalità di rottura per il raggiungimento del limite di ciascuna delle proprietà di resistenza meccanica appena descritte e la rottura per rifollamento del legno (Figura 1-9e) sono qui illustrate.

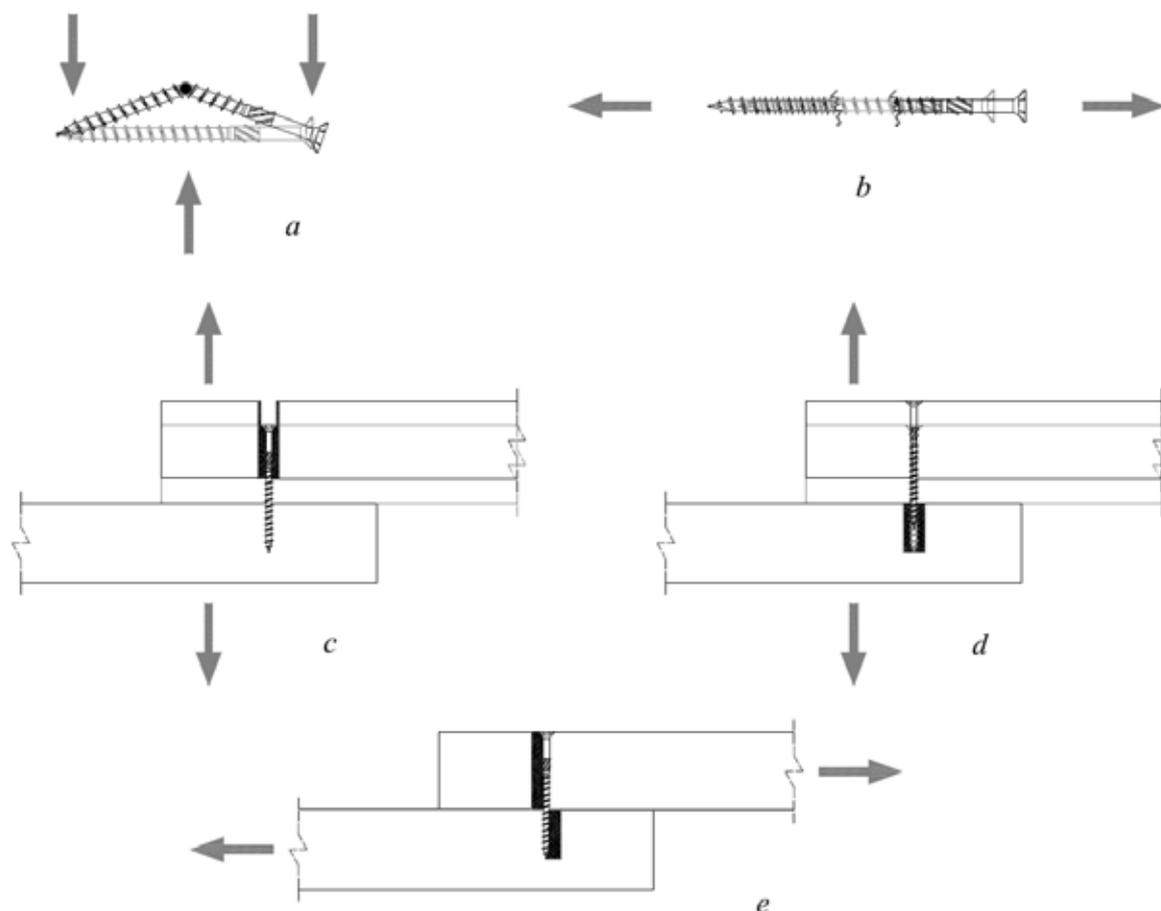


Figura 1-9

1.10.4 Viti caricate lateralmente

Come già detto in precedenza, in questa trattazione, sarà studiata solo la tipologia di viti adatta al fissaggio delle staffe. I fori delle lamiere studiati per allocare le viti sono di solito di piccolo diametro ($d \approx 6$ mm).

Nel calcolo, l'Eurocodice 5 distingue tra viti con $d \leq 6$ mm rimandando alla trattazione riguardante i chiodi e viti con $d > 6$ mm rimandando alla trattazione riguardante i bulloni.

A seguito di quanto ora precisato, si tratteranno solo le viti di piccolo diametro.

1.10.4.1 Premessa

L'Eurocodice 5 prescrive di tener conto dell'effetto della parte filettata (anche nel caso di sola sollecitazione a taglio della vite) tramite l'utilizzo di un diametro efficace d_{ef} [EC-5 sez. 8.7.1].

Per le viti a gambo liscio, dove il diametro esterno della filettatura è uguale al diametro del gambo, si applicano le relazioni viste precedentemente, purchè:

- Il diametro efficace d_{ef} sia assunto pari al diametro del gambo liscio.
- Il gambo liscio penetri nell'elemento contenente la punta della vite per non meno di $4 \cdot d$.

In caso contrario, si raccomanda che la capacità portante della vite sia calcolata utilizzando un diametro efficace d_{ef} pari a 1,1 volte il diametro del nucleo della filettatura d_1 .

Il diametro efficace dovrà essere usato per il calcolo del momento di snervamento caratteristico e per il calcolo della resistenza caratteristica a rifollamento. Per quanto riguarda la definizione delle spaziature, delle distanze dai bordi e il calcolo del numero efficace, si dovrà utilizzare il diametro filettato.

1.10.4.2 Viti a gambo liscio aventi $d \leq 6$ mm

Per questa tipologia dimensionale di viti, la norma invita il progettista a far riferimento a quanto prescritto per la progettazione delle unioni chiodate alla sezione 8.3.1 dell'Eurocodice 5. Per le Connessioni legno-legno e acciaio legno è possibile usare le relazioni precedentemente esposte calcolando i parametri da inserire come di seguito specificato.

Qualora non fosse disponibile il valore fornito dal produttore, il momento di snervamento caratteristico della vite può essere stimato dalla relazione [EC-5 sez. 8.3.1]:

$$M_{y,Rk} = 0,3 \cdot f_{u,k} \cdot d^{2,6}$$

Dove:

$M_{y,Rk}$ è il valore caratteristico del momento di snervamento in N/mm

$f_{u,k}$ è la resistenza caratteristica a trazione in N/mm²

d è il diametro della vite in mm (come definito al paragrafo 1.10.4.1)

A titolo di confronto, si riporta una tabella con i valori di momento di snervamento caratteristico forniti dal produttore (ricavati in conformità con EN-14592:2009+A1:2012) e calcolati con questa relazione:

Tabella 1-11:

Vite	Diametro nominale	$M_{y,Rk}$ produttore	$M_{y,Rk}$ EC-5
EFG Powercut per staffe V49A	$d=5\text{mm}$	5,9 Nm	8,74 Nm

La resistenza caratteristica a rifollamento del legno e del LVL vale [EC-5 sez. 8.3.1]:

$$f_{h,k} = 0,082 \cdot \rho_k \cdot d^{0,3}$$

Dove:

$f_{h,k}$ è la resistenza caratteristica a rifollamento in N/mm²

ρ_k è la massa volumica caratteristica del legno in kg/m³

d è il diametro della vite in mm (come definito al paragrafo 1.10.4.1)

I valori minimi di spaziatura e distanza da bordi ed estremità per connessioni legno-legno sono gli stessi già indicati in precedenza per i chiodi (cfr. Tabella 1-9), così come il calcolo del numero efficace di connettori per il quale si rimanda al relativo paragrafo 1.9.4 di questo manuale.

Vale la pena ricordare che anche per le viti, per le connessioni legno-acciaio si adottano relazioni per connessioni legno-legno moltiplicate per un coefficiente 0,7.

1.10.5 Viti caricate assialmente

Per la verifica della resistenza delle viti caricate assialmente, l'Eurocodice 5 prescrive di tener conto dei seguenti modi di rottura [EC-5 sez. 8.7.2]:

- la rottura a estrazione della parte filettata della vite;
- la rottura allo strappo della testa della vite per viti utilizzate in combinazione con piastre di acciaio, si raccomanda che la resistenza allo strappo della testa della vite sia maggiore della resistenza a trazione della vite;
- la rottura all'attraversamento dell'elemento da parte della testa della vite;
- la rottura a trazione della vite;
- la rottura a instabilità della vite sottoposta a carico di compressione;
- la rottura lungo il perimetro di un gruppo di viti utilizzate in congiunzione con piastre di acciaio.

A patto che gli elementi in legno rispettino la condizione $t \geq 12 \cdot d$ (dove t è lo spessore del pezzo di legno e d è il diametro nominale della vite), per viti caricate assialmente i valori minimi per le distanze da bordi ed estremità sono illustrati di seguito. La lunghezza minima di penetrazione al lato della punta deve essere almeno pari a $6 \cdot d$.

Tabella 1-12: spaziature e distanze minime per viti caricate assialmente

Spaziatura minima della vite in un piano parallelo alla fibratura	Spaziatura minima della vite perpendicolare a un piano parallelo	Distanza minima dall'estremità del baricentro della parte filettata della vite nell'elemento	Distanza minima dal bordo del baricentro della parte filettata della vite nell'elemento
a_1	a_2	$a_{1,CG}$	a_{2CG}
$7 \cdot d$	$5 \cdot d$	$10 \cdot d$	$4 \cdot d$

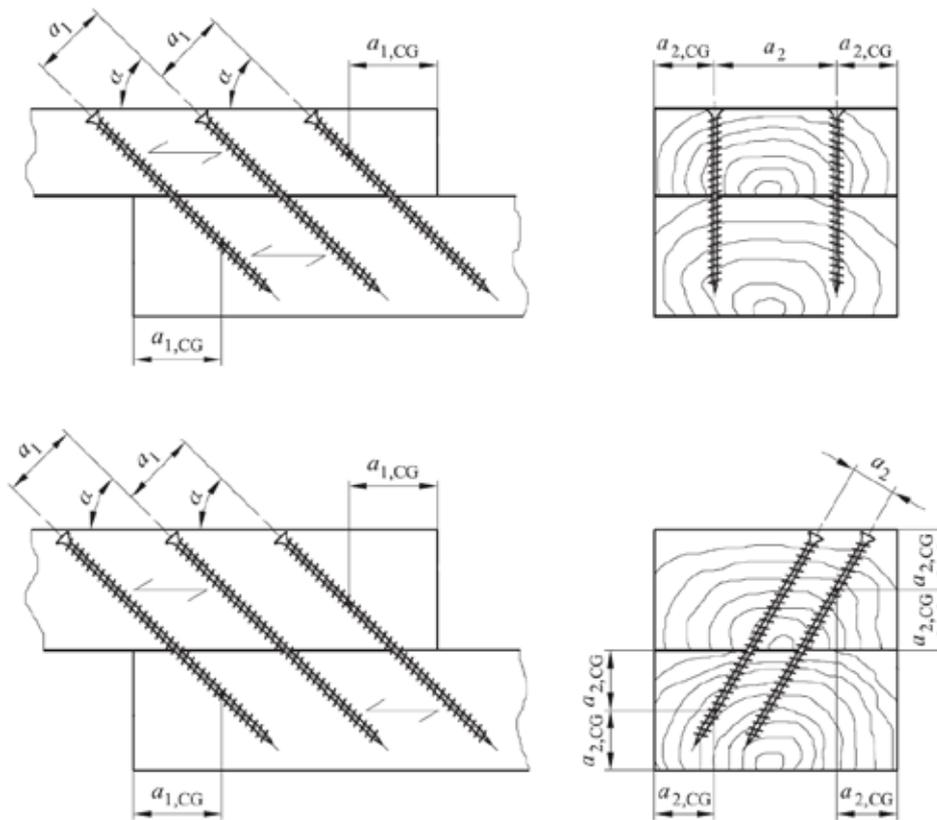


Figura 1-10

Per una connessione costituita da un gruppo di n viti caricate da una componente della forza parallela al loro gambo, il numero efficace di viti è valutabile in [EC-5 sez. 8.7.2]:

$$n_{ef} = n^{0,9}$$

dove n è il numero di viti presenti.

1.10.5.1 Capacità caratteristica a estrazione della vite [EC-5 sez. 8.7.2]

Per connessioni con viti conformi alla EN-14592:2009+A1:2012 con le seguenti caratteristiche:

- $6 \text{ mm} \leq d \leq 12 \text{ mm}$
- $0,6 \leq d_1/d \leq 0,75$ (con d diametro esterno e d_1 diametro interno della filettatura).

è possibile calcolare la capacità caratteristica a estrazione della vite come:

$$F_{ax,\alpha,Rk} = \frac{n_{ef} \cdot f_{ax,k} \cdot d \cdot l_{ef}}{1,2 \cdot \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha} \cdot \left(\frac{\rho_k}{\rho_a} \right)^{0,8}$$

Dove:

$F_{ax,\alpha,Rk}$ è la capacità caratteristica a estrazione della vite secondo un angolo α rispetto alla direzione della fibratura in N;

$f_{ax,k}$ è la resistenza caratteristica a estrazione, perpendicolare rispetto alla direzione della fibratura, in N/mm²; tale valore, nel caso in cui non sia fornito dal produttore, può essere calcolato tramite la relazione

$$f_{ax,k} = 0,52 \cdot d^{-0,5} \cdot l_{ef}^{-0,1} \cdot \rho_k^{0,8}$$

Con:

ρ_a è la massa volumica associata del legno per $f_{ax,k}$ kg/m³;

n_{ef} è il numero efficace di viti;

l_{ef} è la lunghezza in mm della parte filettata;

ρ_k è la massa volumica caratteristica del legno in kg/m³;

α è l'angolo tra l'asse della vite e la direzione della fibratura con $\alpha \geq 30^\circ$.

1.11.7.1 Capacità caratteristica all'attraversamento dell'elemento da parte della testa [EC-5 sez. 8.7.2]

La resistenza caratteristica all'attraversamento dell'elemento da parte delle connessioni con viti caricate assialmente può essere presa come [EC-5 sez. 8.7.2]:

$$F_{ax,head,Rk} = n_{ef} \cdot f_{head,k} \cdot d_h^2 \cdot \left(\frac{\rho_k}{\rho_a} \right)^{0,8}$$

Dove:

$F_{ax,head,Rk}$ è la capacità caratteristica all'attraversamento dell'elemento ligneo da parte della testa della vite in N

$f_{head,k}$ è il parametro caratteristico all'attraversamento dell'elemento da parte della vite determinato in conformità alla EN-14592:2009+A1:2012 per la massa volumica ρ_a associata;

d_h è il diametro della testa della vite in mm;

ρ_k è la massa volumica caratteristica del legno in kg/m³;

ρ_a è la massa volumica associata del legno per $f_{head,k}$ kg/m³;

n_{ef} è il numero efficace di viti.

1.10.6.1 Resistenza caratteristica a trazione della connessione [EC-5 sez. 8.7.2]

La resistenza caratteristica a trazione della connessione (strappo della testa o capacità a trazione del gambo) può essere valutata così [EC-5 sez. 8.7.2]:

$$F_{t,Rk} = n_{ef} \cdot f_{tens,k}$$

Dove:

$f_{tens,k}$ è la capacità caratteristica a trazione della vite in conformità alla EN-14592:2009+A1:2012;

n_{ef} è il numero efficace di viti.

1.10.6 Viti caricate sia lateralmente che assialmente

Per le connessioni realizzate con viti, sottoposte a una combinazione di carico assiale e carico laterale, si raccomanda che sia soddisfatta l'espressione [EC-5 sez. 8.7.3]:

$$\left(\frac{F_{ax,Ed}}{F_{ax,Rd}} \right)^2 + \left(\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} \right)^2 \leq 1$$

Dove $F_{ax,Rd}$ e $F_{v,Rd}$ sono le capacità portanti di progetto della connessione caricata rispettivamente con carico assiale e laterale e $F_{ax,Ed}$ e $F_{v,Ed}$ sono le sollecitazioni di calcolo nelle medesime direzioni.

1.10.7 Dettagli strutturali e controlli

Per le viti in legno di conifere con diametro del gambo liscio $d \leq 6$ mm, non è richiesta la preforatura. È richiesta la preforatura per tutte le viti in legno di latifoglie e per viti in legno di conifere aventi un diametro $d > 6$ mm, rispettando i seguenti requisiti [EC-5 sez. 10.4.5]:

- Si raccomanda che il foro-guida per il gambo abbia lo stesso diametro del gambo stesso e profondità uguale alla lunghezza del gambo.
- Si raccomanda che il foro-guida per la porzione filettata abbia un diametro pari approssimativamente al 70% del diametro del gambo.

Per legno con massa volumica maggiore di 500 kg/m³, si raccomanda che il diametro di preforatura sia determinato tramite prove. Laddove la preforatura si applica a viti autoproforanti, il diametro del foro-guida non deve essere più grande del diametro del filetto interno d_1 .

1.11 Resistenza alla corrosione di connettori legno-legno e acciaio-legno

I mezzi di unione metallici e le altre connessioni strutturali devono, laddove necessario, essere intrinsecamente resistenti alla corrosione oppure devono essere protetti contro la corrosione. Viene qui riproposta la tabella presente nell'Eurocodice 5 che prescrive il trattamento in funzione della classe di servizio [EC-5 sez. 4.1].

Tabella 1-13: trattamento anti corrosione previsto a seconda delle classi di servizio

Mezzi di unione	Classe di servizio*		
	1	2	3
Chiodi e viti con $d \leq 4\text{mm}$	Nessuna protezione	Fe/Zn 12c**	Fe/Zn 25c**
Bulloni, spinotti, chiodi e viti con $d > 4\text{ mm}$	Nessuna protezione	Nessuna protezione	Fe/Zn 25c**
Cambrette	Fe/Zn 12c**	Fe/Zn 12c**	Acciaio inossidabile
Mezzi di unione a piastra metallica punzonata e piastre di acciaio fino a 3 mm di spessore	Fe/Zn 12c**	Fe/Zn 12c**	Acciaio inossidabile
Piastre di acciaio da 3 mm fino a 5 mm di spessore	Nessuna protezione	Fe/Zn 12c**	Fe/Zn 25c**
Piastre di acciaio di spessore maggiore di 5 mm	Nessuna protezione	Nessuna protezione	Fe/Zn 25c**
<p>* Se si utilizza la zincatura a caldo, si raccomanda che Fe/Zn 12c sia sostituito da Z275 e Fe/Zn 25c da Z350 in conformità alla EN-10147.</p> <p>** Per condizioni particolarmente corrosive, si raccomanda di prendere in considerazione una zincatura a caldo di maggiore spessore, oppure l'acciaio inossidabile.</p>			

1.12 Ancoranti metallici per connessioni acciaio-calcestruzzo

Le strutture in legno sono vincolate a una fondazione realizzata in calcestruzzo e, a tale scopo, l'impiego di alcune delle tipologie di staffe descritte precedentemente è molto frequente. Per quanto riguarda il fissaggio, al lato del legno, viene realizzato mediante viti o chiodi mentre, al lato del calcestruzzo, si usano degli ancoranti di tipo meccanico o chimico.

1.12.1 Tipologie di ancoranti secondo la linea guida europea ETAG-001:2013

La norma di riferimento per gli ancoranti utilizzati nel calcestruzzo è la ETAG-001:2013 "Metal anchors for use in concrete" che specifica i requisiti e i metodi di prova per materiali, geometria, resistenza, rigidità e aspetti relativi alla durabilità.

La norma fornisce indicazioni di carattere generale sulla valutazione e l'attestazione di conformità relativa all'ottenimento della marchiatura CE. Vi sono inoltre disposizioni riguardanti la produzione, il trasporto, lo stoccaggio, la posa in opera e la relativa manutenzione dei prodotti.

L'ETAG-001:2013 al paragrafo 2.2.2 distingue quattro tipologie di ancoraggio:

- Ancoraggio ad espansione a controllo di coppia (Figura 1-11)
- Ancoraggio sottosquadro (Figura 1-12)
- Ancoraggio ad espansione a controllo di spostamento (Figura 1-13)
- Ancoraggio chimico (Figura 1-14)

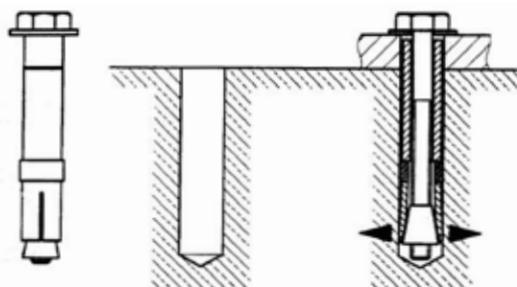


Figura 1-11

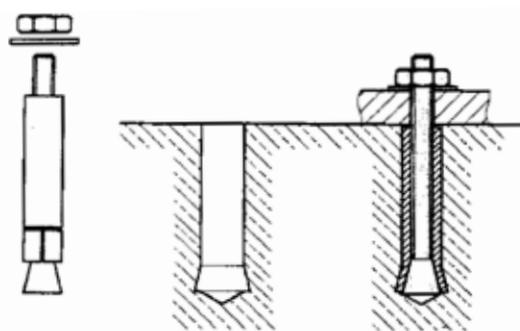


Figura 1-12



Figura 1-13

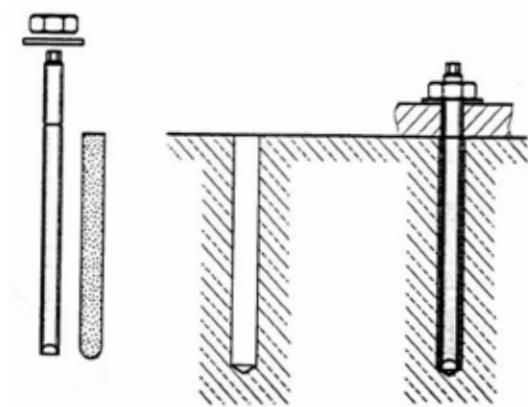


Figura 1-14

1.12.2 Modalità di rottura di connessioni con ancoranti secondo ETAG-001:2013

La norma ETAG-001:2013 dedica un'intera sezione (Annex-C) al calcolo della capacità portante degli ancoranti per calcestruzzo sottoposti ad azioni quasi statiche.

A tale scopo è bene definire le diverse modalità di rottura a cui può essere sottoposta la connessione e a cui fanno riferimento le espressioni di calcolo contenute nella norma.

1.12.2.1 Ancorante sottoposto a trazione

L'ancorante è sottoposto a trazione quando sollecitato da una forza parallela al suo asse longitudinale.

In questo caso sono previsti i seguenti stati limite ultimi:

- Rottura per trazione dell'acciaio (Figura 1-15-a), in cui la resistenza a trazione dell'elemento metallico è troppo bassa in relazione al carico applicato.
- Rottura per sfilamento dell'ancorante (Figura 1-15-b), dovuta a un carico eccessivo rispetto a quello consentito dall'attrito tra le due superfici (quella dell'elemento e quella del calcestruzzo) o a un errato montaggio.
- Rottura conica del calcestruzzo (Figura 1-15-c), dovuta a un carico eccessivo, o a una scarsa resistenza del calcestruzzo o a una profondità di ancoraggio insufficiente.
- Rottura del bordo del calcestruzzo (Figura 1-15-d), dovuta a un carico eccessivo in relazione alle distanze minime necessarie.
- Rottura per splitting, un eccessivo carico in relazione alle distanze minime necessarie, provoca l'apertura di una o più fessure dall'ancorante verso un bordo e la conseguente crisi della connessione.

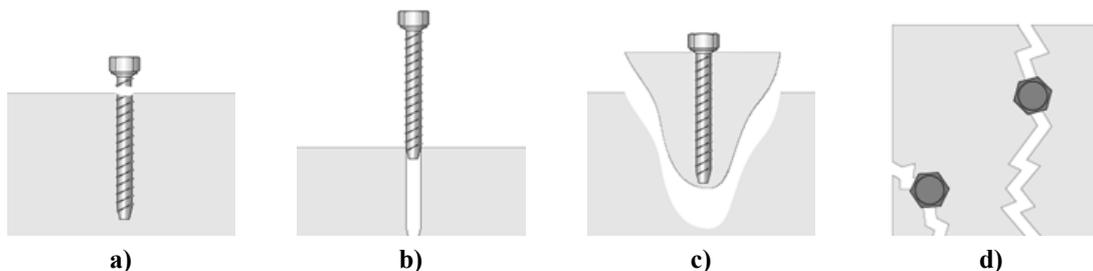


Figura 1-15

1.12.2.2 Ancorante sottoposto a taglio

L'ancorante è sottoposto a taglio quando sollecitato da una forza ortogonale al suo asse longitudinale.

In questo caso sono previsti i seguenti stati limite ultimi:

- Rottura a taglio dell'ancorante in assenza di braccio di leva (Figura 1-16-a), in cui la resistenza a taglio dell'elemento metallico è troppo bassa in relazione al carico applicato.
- Rottura a taglio dell'ancorante in presenza di braccio di leva (Figura 1-16-b), in cui si raggiunge la rottura dell'elemento (che è sollecitato a flessione) per la formazione di una cerniera plastica in corrispondenza del calcestruzzo.
- Rottura per pryout (Figura 1-16-c), in cui si ha la rottura del calcestruzzo nel verso opposto del carico per effetto leva dell'ancorante.
- Rottura del bordo del calcestruzzo (Figura 1-16-d), dovuta a un carico eccessivo in relazione alle distanze minime necessarie.

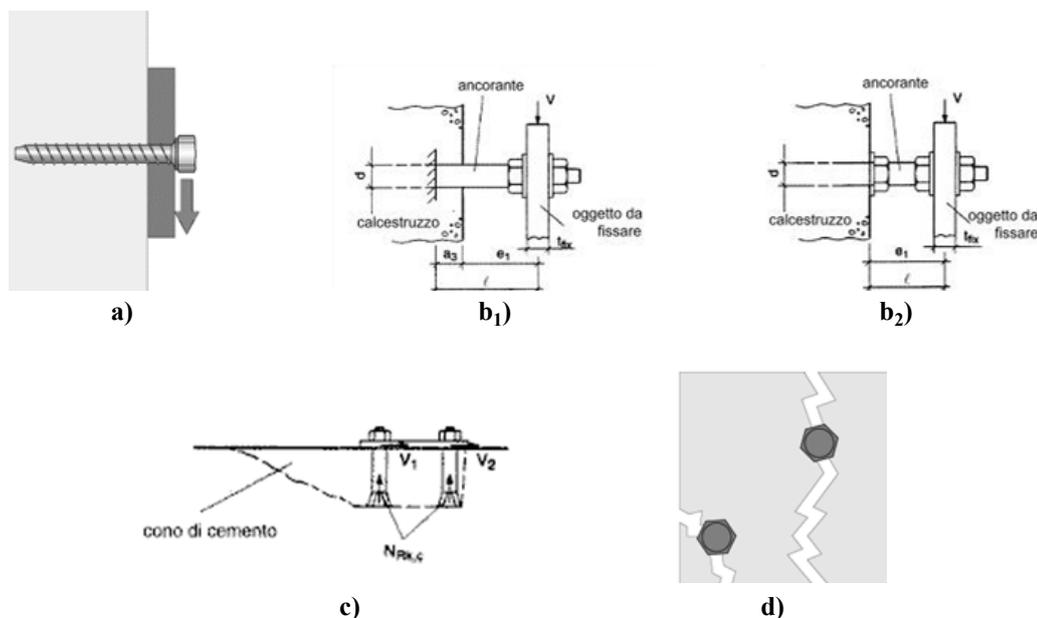


Figura 1-16

1.12.3 Capacità portante di connessioni con ancoranti secondo ETAG-001:2013

In questo paragrafo saranno discusse in modo schematico le relazioni che consentono di determinare il carico di progetto che la connessione è in grado di garantire per ciascuno dei modi di rottura visti precedentemente.

Questo modo di procedere è denominato nell'ETAG-001:2013 "Design method A".

Di seguito sono spiegate in breve le verifiche richieste dalla norma, per una trattazione completa si demanda al manuale sugli ancoraggi o alla norma stessa.

1.12.3.1 Coefficienti parziali di sicurezza per la resistenza

Sono previsti diversi coefficienti parziali di sicurezza per la resistenza a seconda che la crisi si manifesti per l'acciaio o per una delle altre modalità viste precedentemente.

- Crisi al lato dell'acciaio per carico di trazione

$$\gamma_{Ms} = \frac{1,2}{f_{yk} / f_{uk}} \geq 1,4$$

Con f_{yk} resistenza a snervamento e f_{uk} resistenza ultima dell'acciaio costituente l'elemento.

- Crisi al lato dell'acciaio per carico di taglio

$$\gamma_{Ms} = \frac{1,0}{f_{yk} / f_{uk}} \geq 1,4 \quad \text{se } f_{uk} \leq 800 \text{N/mm}^2 \text{ e } f_{yk}/f_{uk} \leq 0,8$$

$$\gamma_{Ms} = 1,5 \quad \text{se } f_{uk} > 800 \text{N/mm}^2 \text{ e } f_{yk}/f_{uk} > 0,8$$

- Crisi al lato del calcestruzzo

I coefficienti parziali di sicurezza sono:

γ_{Mc} per rottura conica del calcestruzzo, rottura del bordo e rottura per pryout.

γ_{Mp} per rottura per sfilamento dell'ancorante

γ_{Msp} per rottura per splitting.

La norma prescrive che è possibile assumere

$$\gamma_{Mc} = \gamma_{Msp} = \gamma_{Mp} = \gamma_c \cdot \gamma_2$$

Con γ_c coefficiente di sicurezza del calcestruzzo ($\gamma_c = 1,5$) e γ_2 coefficiente di sicurezza relativo all'ancorante valutato dal produttore sulla base di specifici test.

1.12.3.3 Resistenza a trazione della connessione secondo il design method A (ETAG-001:2013)

Come precedentemente accennato, le modalità di rottura a trazione della connessione sono:

- Rottura a trazione dell'acciaio
- Rottura per estrazione dell'elemento
- Rottura conica del calcestruzzo
- Rottura per splitting

Senza entrare nel dettaglio, la formula di verifica generale è:

$$N_{Sd} \leq \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}}$$

A cui andranno sostituiti i valori caratteristici di resistenza e i relativi valori dei coefficienti parziali di sicurezza per ciascun modo.

Vale la pena sottolineare che la norma specifica distanza dai bordi e spaziature minime tra ancoranti da rispettare. Di queste è necessario tener conto anche in fase di calcolo delle resistenza caratteristiche per rottura conica e splitting tramite coefficienti riduttivi della resistenza.

1.12.3.2 Resistenza a taglio della connessione secondo il design method A (ETAG-001:2013)

Le modalità di rottura a taglio della connessione sono:

- Rottura a taglio dell'acciaio (con o senza braccio di leva)
- Rottura per pryout
- Rottura del bordo in calcestruzzo

La formula di verifica generale è:

$$V_{Sd} \leq \frac{V_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}}$$

A cui andranno sostituiti i valori caratteristici di resistenza e i relativi valori dei coefficienti parziali di sicurezza per ciascun modo. Anche in questo caso è necessario tener conto di spaziature e distanze minime dai bordi per le rotture per pryout e del bordo in calcestruzzo.

spessori nelle connessioni a taglio singolo e doppio definiti come segue

dal lato della testa in una connessione a taglio singolo; valore tra lo spessore di legno dal lato della testa del chiodo e la fine del lato della punta in una connessione a taglio doppio;

razione dal lato della punta in una connessione a taglio doppio;

spessore dell'elemento centrale in una connessione a taglio doppio;

raccomanda che il legno sia preforato quando

traversa volumica caratteristica del legno e maggiore di 500 kg/m³;

diametro d del chiodo è scanalato, il diametro del chiodo d sia assunto uguale

er chiodi a gambo quadro o scanalato, il diametro del chiodo d sia assunto uguale

la dimensione del lato

Per chiodi a gambo liscio prodotti con filo di acciaio avente una resistenza a trazione minima di 600 N/mm², si raccomanda che siano utilizzati i seguenti valori caratteristici per il momento di enervamento



$$f_{h,k} = \sqrt{\left[2 - \frac{4M_y R_k}{f_{h,k} d t_i} \right] - \frac{F_{ax} R_k}{4}} \quad (8.10)$$

$$f_{h,k} = \sqrt{M_y R_k f_{h,k} d - \frac{F_{ax} R_k}{4}}$$

STATI LIMITE ULTIMI

Generalità

- (1) Il punto 6.1 si applica a elementi rettilinei incollati oppure a prodotti strutturali a base costante in cui la fibratura decorre sostanzialmente in direzione dell'elemento. Si assume che la direzione di uno solo dei suoi assi principali

Asi dell'elemento
Legenda
Direzione della fibratura



Trazione parallela alla fibratura
(1) Deve essere soddisfatta la seguente espressione

6.1.2



Baricentro della parte fissata della vite nell'elemento



Resistenze di ancoraggio della piastra
(1) Si raccomanda che la resistenza caratteristica di ancoraggio per singola piastra $f_{a,n,k}$ sia derivata tramite prove, oppure calcolata da

$$f_{a,n,k} = \max \left\{ \begin{aligned} & f_{a,n,k} - k_{100} - k_{100} - k_{100} \cdot \frac{1}{35} \\ & f_{a,n,k} - k_{100} - k_{100} - k_{100} \cdot \sin(\max(\alpha, \beta)) \end{aligned} \right. \quad \text{per } \beta > 45^\circ \text{ oppure } \quad (8.42)$$

(2) Si raccomanda che la resistenza caratteristica di ancoraggio per piastra, parallela alla fibratura, sia assunta come:

$$f_{a,n,k} = k_{100} - k_{100} \cdot \frac{1}{35} \quad \text{quando } \alpha < 45^\circ \quad (8.43)$$

$$f_{a,n,k} = k_{100} - k_{100} \cdot \sin(\alpha) \quad \text{quando } \alpha > 45^\circ \quad (8.44)$$

Si raccomanda che le costanti k_{100} e k_{100} siano assunte conformi alla EN 14545 per la categoria di ancoraggio per piastra, parallela alla fibratura, nella EN 14545 per la categoria di ancoraggio per piastra, parallela alla fibratura.

una piastra di acciaio di qualsiasi spessore interposta come elemento centrale di una connessione a taglio doppio:

$$f_{h,k} = \sqrt{\left[2 - \frac{4M_y R_k}{f_{h,k} d t_i} \right] - \frac{F_{ax} R_k}{4}} \quad (8.11)$$

$$f_{h,k} = \sqrt{M_y R_k f_{h,k} d - \frac{F_{ax} R_k}{4}}$$

ESEMPI APPLICATIVI

resistenza caratteristica di ancoraggio per piastra, parallela alla fibratura, per $\beta > 45^\circ$ oppure per $45^\circ < \beta < 90^\circ$ (8.43)

quando $\alpha < 45^\circ$ e $\beta > 45^\circ$ (8.44)

la base di proiezione della piastra fornita



2 ESEMPI APPLICATIVI

2.1 Controvento di una copertura in legno impiegando il nastro forato EFG N02

In questo esempio è proposto il dimensionamento di un elemento costituente il sistema controventante della copertura in legno a due falde di un edificio di medio-piccole dimensioni realizzato in muratura portante.

L'orditura principale del solaio (Figura 2-1) è costituita da travetti poggianti da un lato su una trave di colmo e dall'altro su un cordolo in legno.

L'orditura secondaria è costituita da un tavolato semplice disposto ortogonalmente ai travetti.

Al fine di evitare pericolosi meccanismi di fuori piano provocati da eventuali forze orizzontali in direzione longitudinale (sisma o vento) che porterebbero seri danni ai timpani si decide di predisporre un semplice sistema di controvento costituito su ciascuna falda da una doppia croce di S. Andrea. L'obiettivo è quello di convogliare le suddette forze sui muri perimetrali longitudinali.

Viste le dimensioni non eccessive dell'edificio, è possibile sfruttare le capacità resistenziali del nastro forato EFG N02 disposto come in Figura 2-2, ancorato ai travetti in prossimità degli appoggi.

Il funzionamento di ciascuna croce è quello rappresentato in Figura 2-2 dove, a seconda del verso della forza sollecitante, un controvento è teso e l'altro è compresso. È bene sottolineare che l'elemento compresso, vista l'esiguità della sezione del nastro forato non fornisce alcun contributo utile.

Le sole verifiche effettuate saranno quelle strettamente riguardanti la connessione del nastro forato.

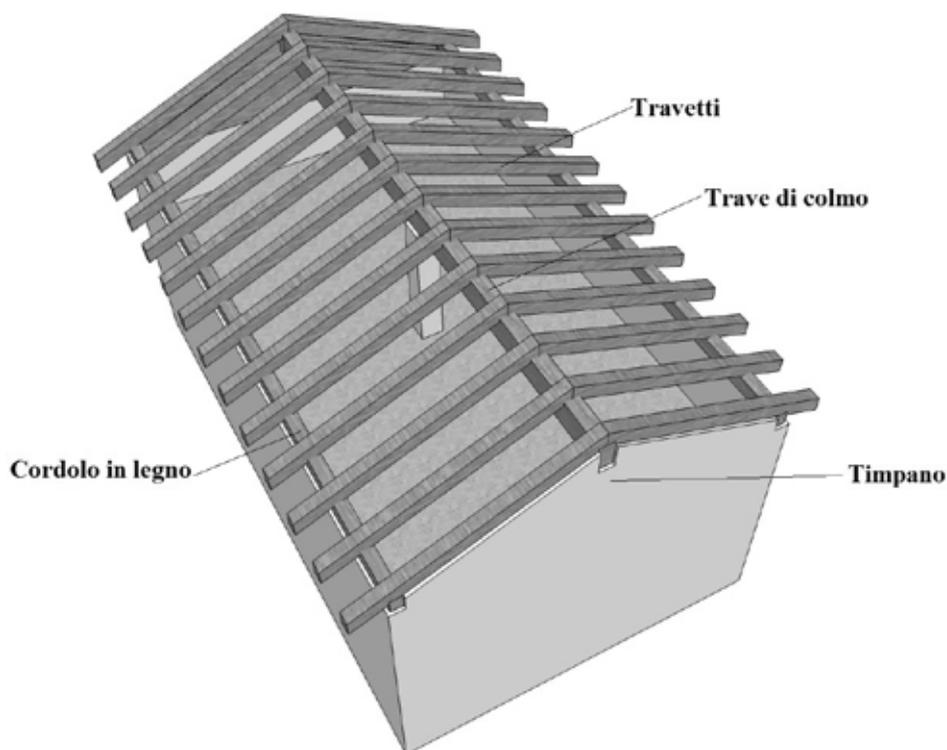


Figura 2-1

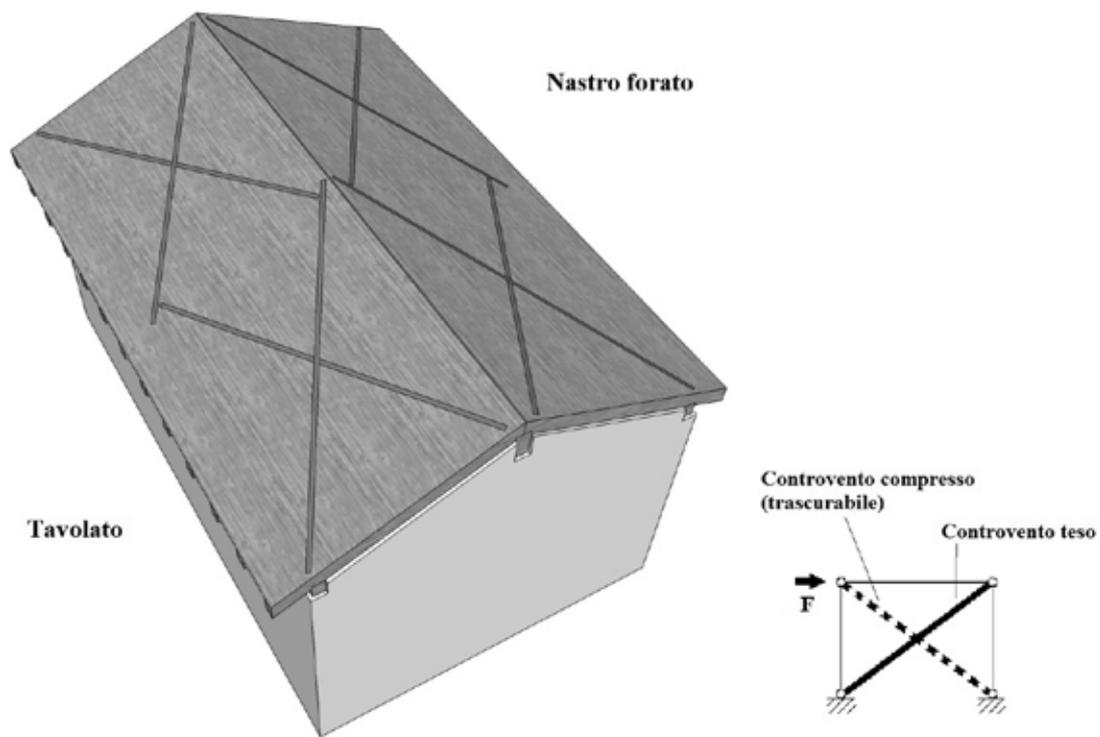


Figura 2-2

2.1.1 Dati di progetto

La geometria della copertura è visualizzabile in Figura 2-3.

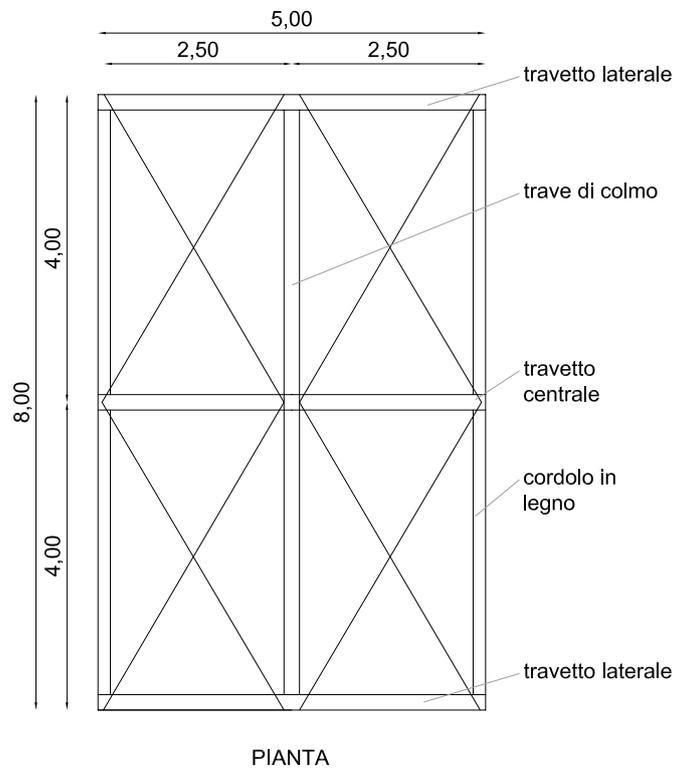


Figura 2-3

I travetti sono realizzati in legno lamellare GL24h e hanno sezione $b \times h = 120 \times 240$ mm. Il travetto centrale e i due laterali (cfr. Figura 2-3), per consentire il l'ancoraggio del nastro forato hanno sezione 240×240 mm. Il tavolato ha uno spessore di 2 cm. Su di esso è posto il nastro forato fissato con chiodi anker 4×60 che trapassano le tavole e vanno ad ancorarsi agli elementi dell'orditura principale.

NOTA IMPORTANTE: i travetti su cui viene chiodato il nastro forato devono essere adeguatamente ancorati da un lato alla trave di colmo e dall'altro al cordolo in legno, in modo da poter trasmettere adeguatamente le forze trasmesse al sistema di controvento.

2.1.1.1 Carichi e coefficienti di sicurezza

- Forza sollecitante di progetto del singolo controvento: $F_{Ed} = 20 \text{ kN}$
- Classe di durata del carico (istantanea): $k_{mod} = 1,1$
- Classe di servizio per la struttura: 1
- Coefficiente di sicurezza per la resistenza (unioni): $\gamma_M = 1,5$

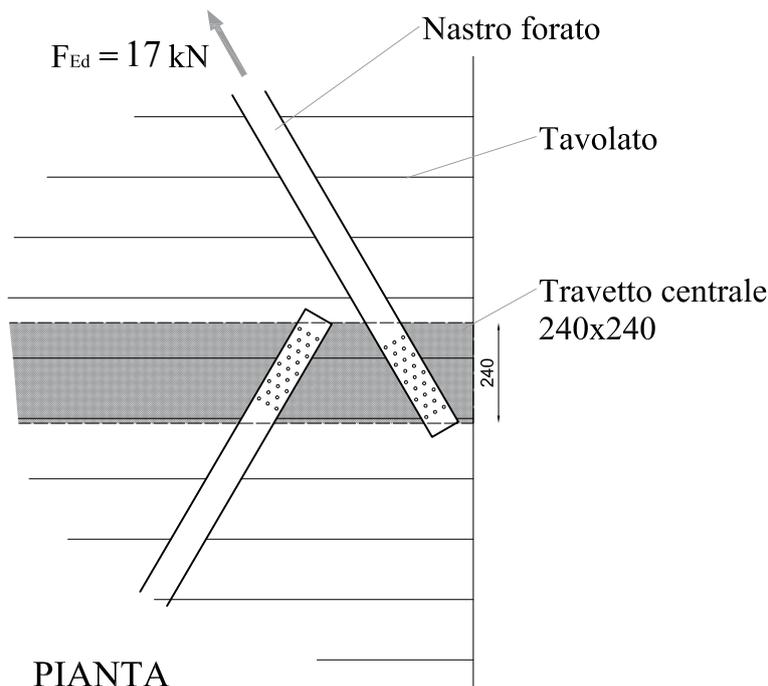


Figura 2-4

2.1.1.2 Materiali

La struttura è realizzata in legno lamellare omogeneo GL24h, le caratteristiche di resistenza meccanica e le proprietà necessarie per le verifiche che si andranno ad eseguire sono qui riportate.

Tabella 2-1: Legno da costruzione

Proprietà	Simbolo	GL24h
Densità caratteristica	ρ_k	385 kg/m ³

Il nastro forato utilizzato nell'esempio di calcolo è l'EFG N02, ha uno spessore di 2 mm e una larghezza di 60 mm di seguito è riportata una tabella e una immagine con i dati geometrici e resistenziali.

Tabella 2-2: Nastro forato EFG N02

Proprietà	Simbolo	EFG N02
Resistenza a snervamento	$f_{y,k}$	250 N/mm ²
Resistenza ultima a trazione	$f_{u,k}$	330 N/mm ²

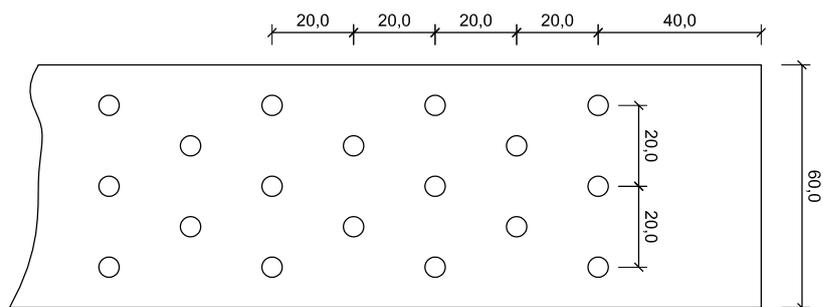


Figura 2-5

I chiodi usati sono chiodi in stecca EFG CSP K ad aderenza migliorata.

Le caratteristiche di resistenza meccanica e le proprietà necessarie per le verifiche che si andranno ad eseguire sono qui riportate.

Tabella 2-3: Chiodi EFG CSP K 4x60

Proprietà	Simbolo	EFG CSP K 4x60
Diametro nominale	d	4 mm
Lunghezza del chiodo	l	60 mm
Lunghezza della parte filettata	l_{ef}	51 mm
Diametro della testa	d_h	8 mm
Momento di snervamento caratteristico	$M_{y,k}$	7,24 Nm

2.1.2 Verifica agli stati limite ultimi

Come già annunciato in precedenza, la forza progetto su ciascun controvento vale:

$$F_{Ed} = 17 \text{ kN}$$

La resistenza di progetto del giunto dovrà essere valutata come il valore minimo tra:

- La resistenza di progetto della connessione chiodata
- La resistenza di progetto della lamiera costituente il nastro forato, considerando i meccanismi di rottura dovuti a trazione dell'elemento e a rifollamento del foro.

2.1.2.1 Calcolo della resistenza caratteristica a taglio di un chiodo

Si deve progettare un'unione acciaio-legno a un piano di taglio. Il contributo caratteristico per ciascun connettore, è valutabile mediante le formule di Johansen [EC-5 sez. 8.2.1] che, come già precisato nella parte di teoria, prevedono un'aliquota di puro taglio e una legata all'effetto cordata. Come prescritto dall'EC-5 [sez. 8.2.3], si devono usare le relazioni per piastre sottili in quanto lo spessore del nastro è minore o uguale a $0,5 \cdot d$, con d diametro dei chiodi.

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,4 \cdot f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d \\ 1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \end{array} \right.$$

La resistenza a rifollamento del legno vale [EC-5 sez. 8.3.1]:

$$f_{h,k} = 0,082 \cdot \rho_k \cdot d^{-0,3} = 20,8 \text{ N / mm}^2$$

La resistenza a estrazione del chiodo è calcolabile dalla relazione [EC-5 sez. 8.3.2]:

$$f_{ax,k} = 50 \cdot 10^{-6} \cdot \rho_k^2 = 7,41 \text{ N / mm}^2$$

La forza di estrazione caratteristica del chiodo vale [EC-5 sez. 8.3.2]:

$$F_{ax,H,Rk} = l_{ef} \cdot d \cdot f_{ax,k} = 1,10 \text{ kN}$$

Con: $l_{ef} = 37$ mm (lunghezza del tratto filettato infisso nell'orditura principale).

Il contributo massimo dovuto all'effetto cordata ($F_{ax,k}/4$), per i chiodi ad aderenza migliorata, dovrà essere inferiore al 50% dell'aliquota dovuta a Johansen [EC-5 sez. 8.2.2].

A questo punto si hanno tutti gli elementi necessari per calcolare la resistenza per il singolo e per il singolo piano di taglio:

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} 0,4 \cdot f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d = 4,74kN \\ 1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} = 1,26 + 0,27 = 1,53kN \end{cases}$$

Il valore minimo è quello della seconda relazione. Si noti che il valore dell'effetto cordata è minore del 50% di quello di Johansen ($0,27 < 0,9$), quindi può essere preso integralmente.

$$F_{v,Rk} = 1,53kN$$

2.1.2.2 Calcolo della resistenza di progetto della connessione chiodata

Per calcolare la resistenza caratteristica del giunto è necessario tener conto della disposizione dei chiodi e dell'orientamento del carico rispetto alla chiodatura. L'angolo compreso tra la direzione della forza e quello delle fibre vale circa 60° . A favore di sicurezza, si applicheranno le prescrizioni previste per i chiodi sollecitati da carichi paralleli alla fibratura (EC-5 sez. 8.3.1). Nel caso in esame (Figura 2-5), si hanno 5 file di chiodi con 4 chiodi ciascuna a un interasse di 40 mm ($10 \cdot d$). Il numero di chiodi efficace per ciascuna fila è [EC-5 sez. 8.3.1]:

$$n_{ef} = n^{k_{ef}} = 4^{0,85} = 3,24$$

Con $n=4$ e $k_{ef}=0,85$

La resistenza caratteristica della chiodatura vale quindi:

$$F_{v,Rk,tot} = n_{file} \cdot n_{ef} \cdot F_{v,Rk} = 24,8kN$$

Che comporta una resistenza di progetto di:

$$F_{v,Rd,tot} = \frac{F_{v,Rk,tot} \cdot k_{mod}}{\gamma_M} = 18,2kN$$

2.1.2.3 Calcolo della resistenza di progetto della lamiera costituente il nastro forato

La resistenza a trazione del nastro forato va calcolata secondo le due modalità di crisi per plasticizzazione della sezione lorda e per strappo in corrispondenza della sezione netta [EC-3 sez. 6.2.3].

La sezione trasversale lorda vale:

$$A = 60 \cdot 2 = 120mm^2$$

La sezione trasversale netta vale:

$$A_{net} = (60 - (3 \cdot 4)) \cdot 2 = 96mm^2$$

La resistenza di progetto a trazione è calcolabile come:

$$N_{t,Rd} = \min \begin{cases} N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_{y,k}}{\gamma_{M0}} = 42,8kN \\ N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_{u,k}}{\gamma_{M2}} = 22,8kN \end{cases}$$

Con: $\gamma_{M0}=1,05$ $\gamma_{M2}=1,25$ $f_{y,k}=250$ kN $f_{u,k}=330$ kN

Il valore minimo è dato dalla seconda relazione:

$$N_{t,Rd} = 22,8kN$$

La resistenza di progetto a rifollamento per il singolo foro è valutabile come [EC-3 parte 1-8 sez. 3.6]:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = 5,28kN$$

Dove:

$\alpha_b = \min \{e_1/(3 \cdot d_0); f_{ub}/f_u; p_1/(3 \cdot d_0) - 0,25; 1\} = 1$ (Figura 2-6)

$k = \min \{2,8 \cdot e_2/d_0 - 1,7; 1,4 \cdot p_2/d_0 - 1,7; 2,5\} = 2,5$ (Figura 2-6)

$f_u = 330$ N/mm² $d = 4$ mm $\gamma_{M2} = 1,25$ $t = 2$ mm

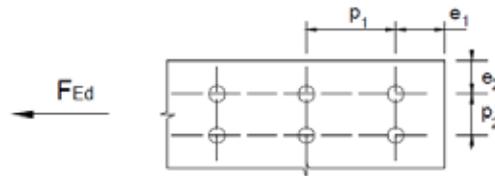


Figura 2-6

2.1.2.4 Calcolo della resistenza di progetto del giunto

La minore delle tre resistenze di progetto (connessione chiodata, trazione e rifollamento della lamiera) e quella relativa a trazione dell'acciaio ed è quindi la resistenza di progetto del giunto.

$$F_{Rd,giunto} = 18,2kN$$

A questo punto è possibile eseguire la verifica:

$$F_{Rd,giunto} > F_{Ed} \rightarrow 18,2kN > 17,0kN$$

Verifica soddisfatta

2.2 Giunto tra trave principale e secondaria di un solaio interpiano impiegando la staffa EFG S02

In questo esempio è proposto il dimensionamento di un giunto a T tra una trave e un travetto entrambi in legno lamellare di conifera.

Il collegamento è stato realizzato con una scarpa metallica EFG S02.

Le sole verifiche effettuate saranno quelle strettamente riguardanti la connessione.

2.2.1 Dati di progetto

- Sezione della trave $b_1 = 160 \text{ mm}$ $h_1 = 400 \text{ mm}$
- Sezione del travetto $b_2 = 120 \text{ mm}$ $h_2 = 240 \text{ mm}$

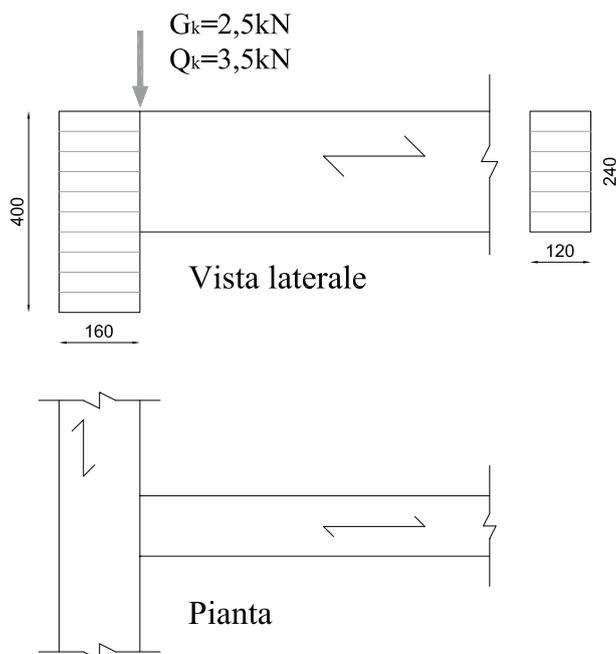


Figura 2-7

2.2.1.1 Carichi e coefficienti di sicurezza

- Carico permanente (comprensivo degli elementi strutturali): $G_k = 3 \text{ kN}$
- Classe di durata del carico permanente (durata permanente): $k_{\text{mod}} = 0,6$
- Carico d'uso categoria A: $Q_k = 4,5 \text{ kN}$
- Classe di durata del carico d'uso (media durata): $k_{\text{mod}} = 0,8$
- Classe di servizio per la struttura: 1
- Coefficiente di sicurezza per le azioni permanenti: $\gamma_G = 1,3$
- Coefficiente di sicurezza per il carico d'uso: $\gamma_Q = 1,5$
- Coefficiente di sicurezza per la resistenza (unioni): $\gamma_M = 1,5$

2.2.1.2 Materiali

La struttura è realizzata in legno lamellare omogeneo GL24h, le caratteristiche di resistenza meccanica e le proprietà necessarie per le verifiche che si andranno ad eseguire sono qui riportate.

Tabella 2-4: Legno da costruzione

Proprietà	Simbolo	GL24h
Densità caratteristica	ρ_k	385 kg/m ³

Tabella 2-5: Scarpa metallica EFG S02

Codice articolo	H [mm]	L [mm]	B [mm]	T [mm]	Fori	
					Φ 17	Φ 5
EFG S02	190	80	120	2,0	6	46

I connettori di piccolo diametro usati sono i chiodi in stecca EFG CSP K ad aderenza migliorata.

Le caratteristiche di resistenza meccanica e le proprietà necessarie per le verifiche che si andranno ad eseguire sono qui riportate.

Tabella 2-6: Chiodi EFG CSP K 4x60

Proprietà	Simbolo	EFG CSP K 4x60
Diametro nominale	d	4 mm
Lunghezza del chiodo	l	60 mm
Lunghezza della parte filettata	l_{ef}	51 mm
Diametro della testa	d_h	8 mm
Momento di snervamento caratteristico	$M_{y,k}$	7,24 Nm

2.2.2 Verifica agli stati limite ultimi

A causa della variabilità della durata dei carichi presenti (permanente e media durata) si dovrebbero verificare due condizioni agli stati limite ultimi.

In questa trattazione si verificherà solo la combinazione che considera l'effetto simultaneo dei due carichi che sicuramente è anche la peggiore. È possibile rendersene conto effettuando il seguente rapporto:

$$\frac{\gamma_G \cdot G_k}{k_{\text{mod-permanente}}} < \frac{\gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k}{k_{\text{mod-media.durata}}} \rightarrow 6,5kN < 13,3kN$$

La forza di taglio che sollecita la trave in corrispondenza dell'appoggio vale:

$$V_{Ed} = \gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k = 10,7kN$$

2.2.2.1 Configurazione del giunto

La soluzione progettuale (cfr. Figura 2-9) vede la scarpa fissata alla trave principale con chiodatura parziale costituita da 16 chiodi al lato della trave e 16 al lato del travetto.

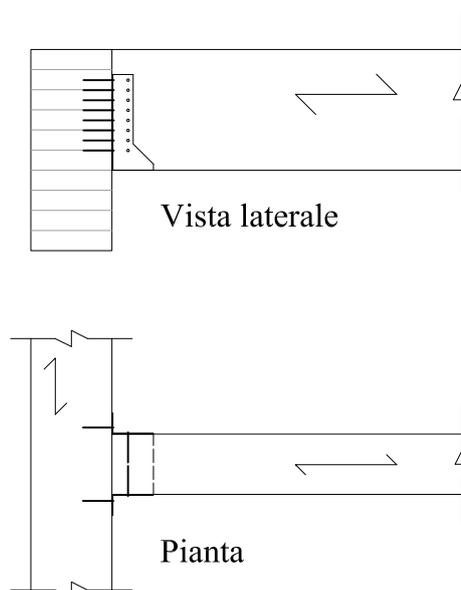


Figura 2-8

2.2.2.2 Calcolo della resistenza caratteristica a taglio di un chiodo

Al lato della trave si ha una unione acciaio-legno a un piano di taglio. Il contributo caratteristico per ciascun connettore, è valutabile mediante le formule di Johansen [EC-5 sez. 8.2.1] che, come già precisato nella parte di teoria, prevedono un'aliquota di puro taglio e una legata all'effetto cordata. Si sottolinea che la norma di prodotto ETA-09/0015 raccomanda di usare le relazioni relative alle piastre spesse.

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d \\ f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d \left[\sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ 2,3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \end{array} \right.$$

La resistenza a rifollamento del legno vale [EC-5 sez. 8.3.2]:

$$f_{h,k} = 0,082 \cdot \rho_k \cdot d^{-0,3} = 20,8 N / mm^2$$

La resistenza a estrazione del chiodo è calcolabile dalla relazione consigliata dall'ETA-09/0105.

$$f_{ax,k} = 50 \cdot 10^{-6} \cdot \rho_k^2 = 7,41 N / mm^2$$

La forza di estrazione caratteristica del chiodo vale [EC-5 sez. 8.3.2]:

$$F_{ax,H,Rk} = l_{ef} \cdot d \cdot f_{ax,k} = 1,51 kN$$

Con: $l_{ef} = 51$ mm (lunghezza del tratto filettato)

Il contributo massimo dovuto all'effetto cordata ($F_{ax,k}/4$), per i chiodi ad aderenza migliorata, dovrà essere inferiore al 50% dell'aliquota dovuta a Johansen [EC-5 sez. 8.2.2].

A questo punto si hanno tutti gli elementi necessari per calcolare la resistenza per il singolo e per il singolo piano di taglio:

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d = 2,08 kN \\ f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d \left[\sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} = 1,79 + 0,38 = 2,17 kN \\ 2,3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} = 4,48 + 0,38 = 4,86 kN \end{array} \right.$$

Il valore minimo è quello della prima relazione. Si noti che il valore dell'effetto cordata è minore del 50% di quello di Johansen ($0,38 < 0,9$), quindi può essere preso integralmente.

$$F_{v,H,Rk} = 2,17 kN$$

2.2.2.3 Calcolo della capacità portante del giunto

La capacità portante del giunto è calcolabile dalle relazioni fornite nella ETA-09/0015.

$$F_{Z,Rk} \downarrow = \min \left\{ \begin{array}{l} (n_J + 2) \cdot F_{v,J,Rk} \\ \frac{1}{\sqrt{\left(\frac{1}{n_H \cdot F_{v,H,Rk}} \right)^2 + \left(\frac{1}{k_{H,1} \cdot F_{ax,H,Rk}} \right)^2}} \end{array} \right.$$

Dove n_J è il numero di chiodi su ciascun lato del travetto e n_H è il numero di chiodi al lato della trave, $k_{H,1}$ è un coefficiente reperibile nell'ETA-09/0015.

$$n_J = 8$$

$$n_H = 16$$

$$k_{H,1} = 36,3$$

Si ottiene quindi:

$$F_{Z,Rk} \downarrow = \min \left\{ \begin{array}{l} (n_J + 2) \cdot F_{v,J,Rk} = 21,7kN \\ \frac{1}{\sqrt{\left(\frac{1}{n_H \cdot F_{v,H,Rk}}\right)^2 + \left(\frac{1}{k_{H,1} \cdot F_{ax,H,Rk}}\right)^2}} = 29,3kN \end{array} \right.$$

La resistenza caratteristica del giunto è quella della prima relazione.

$$F_{Z,Rk} = 21,7kN$$

A questo punto è possibile calcolare la resistenza di progetto ed effettuare la verifica.

$$F_{Z,Rd} = \frac{F_{Z,Rk,tot}}{\gamma_M} k_{mod} = 11,6kN$$

$$F_{Z,Rd} > V_{Ed} \rightarrow 11,6kN > 10,7kN$$

Verifica soddisfatta

2.3 Giunto con angolari per sollecitazioni orizzontali tra pannello X-Lam e fondazione in calcestruzzo

In questo esempio è proposto il dimensionamento di un collegamento tra un pannello in X-Lam e una fondazione in calcestruzzo. Questo tipo di giunto, molto frequente negli edifici costituiti da pareti legno aventi funzione statica, è utile per solidarizzare l'edificio alla fondazione nei confronti delle azioni orizzontali (ad esempio il vento o il sisma).

La connessione è realizzata mediante hold-down EFG AHD 340 e angolari EFG A04 90x40x116x3 nervati. I dispositivi di ancoraggio utilizzati al lato calcestruzzo sono barre filettate zincate classe 8.8 fissate con resina epossidica EFG REP (per gli hold-down) e ancoranti a vite zincata HECO MULTI MONTI MMS S 12 (per gli angolari). Al lato legno sono stati impiegati i chiodi in stecca EFG CSP K 4x60.

2.3.1 Ipotesi alla base del modello analitico

La configurazione del collegamento è quella illustrata nella Figura 2-9 in cui una forza posta ad una certa quota dalla fondazione carica il pannello nel suo piano principale.

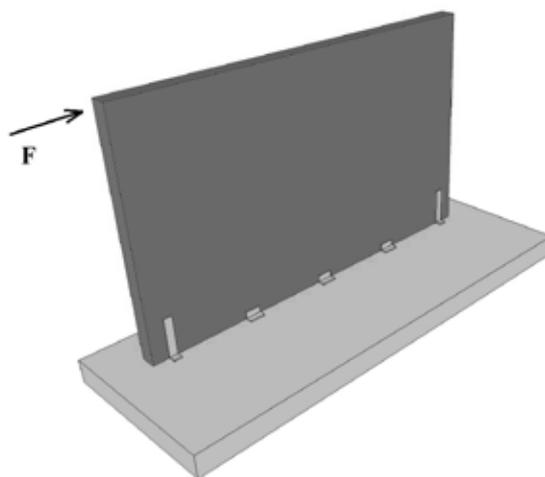


Figura 2-9

L'ipotesi che sta alla base del modello analitico è che il pannello sia poco deformabile, cosicché sia possibile considerare la zona in corrispondenza della fondazione sollecitata dalla forza stessa e da un momento dovuto al braccio di leva (Figura 2-10).

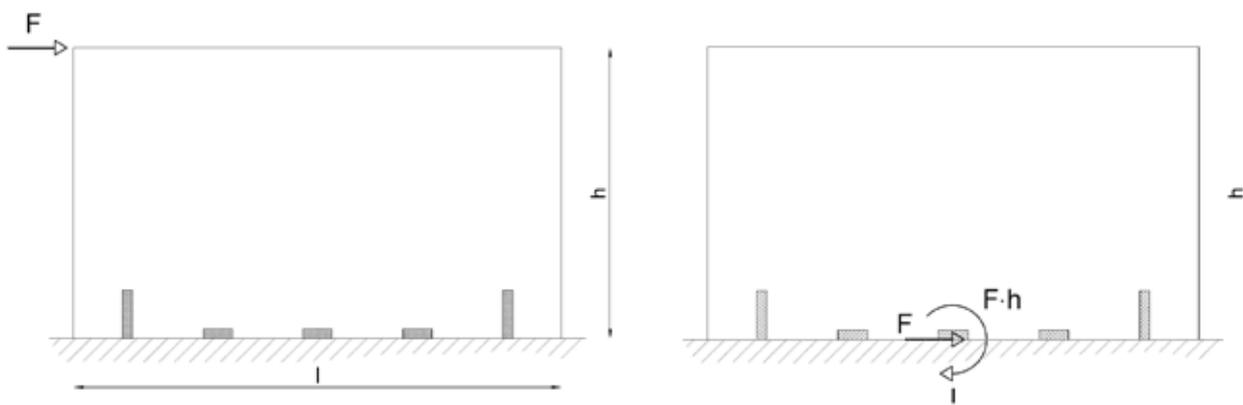


Figura 2-10

A questo punto è possibile ragionare sulla ripartizione delle sollecitazioni nelle staffe di ancoraggio.

In questo senso, è utile ricordare che gli hold-down sono efficienti quando sono sollecitati a trazione, mentre gli angolari, si prestano meglio a sopportare sforzi di taglio.

Nella pratica costruttiva, si tende a porre gli hold-down alle estremità, poiché il momento presente tende ad alzare il pannello a un'estremità e a schiacciarlo dall'altra (sono sollecitati solo gli hold-down posti all'estremità che tende a sollevarsi). Gli angolari sono invece posti lungo tutta la lunghezza, in numero sufficiente a garantire un'adeguata resistenza nei confronti della forza di scorrimento.

Quanto spiegato in queste righe è illustrato in Figura 2-11.

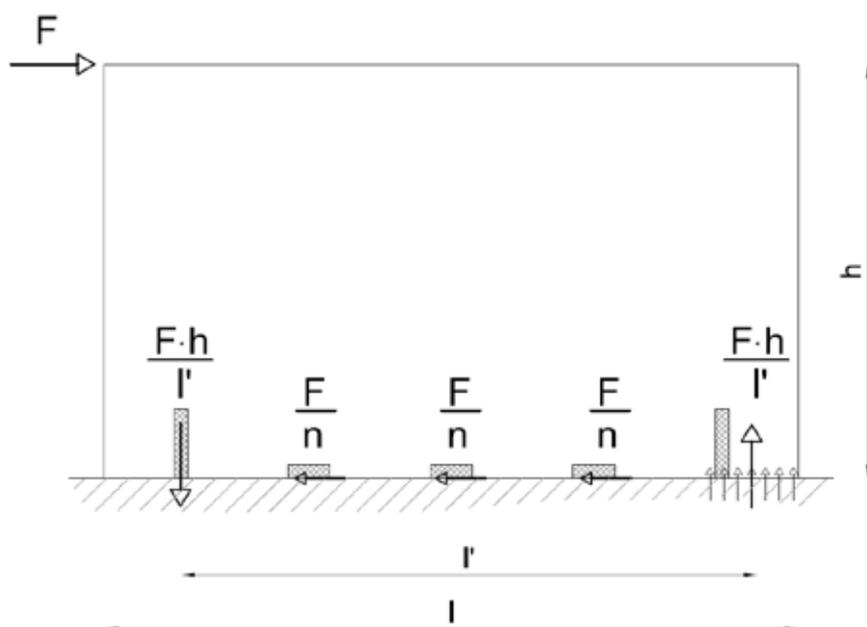


Figura 2-11

2.3.2 Dati di progetto

Per quanto riguarda il caso studio, per semplificare la procedura di risoluzione, si suppone che siano già state svolte le operazioni di calcolo della sollecitazione su ciascuna staffa seguendo la procedura appena indicata.

Per semplicità si suppone inoltre che la fondazione sia molto estesa (ad esempio una platea in calcestruzzo) e che abbia uno spessore adeguato (circa 40 cm). In questo modo nel calcolo delle resistenze degli ancoraggi a terra si potranno assumere unitari i coefficienti che tengono conto dell'effetto dei bordi.

2.3.2.1 Carichi e coefficienti di sicurezza

- Forza sollecitante di progetto di un hold-down: $F_{Ed_hold-down}=25\text{kN}$
- Forza sollecitante di progetto di un angolare: $F_{Ed_angolare}=5\text{kN}$
- Classe di durata del carico (istantanea): $k_{mod}=1,1$
- Classe di servizio per la struttura: 1
- Coefficiente di sicurezza per la resistenza (unioni legno): $\gamma_M=1,5$

2.3.2.2 Materiali

- Il pannello in legno è del tipo X-Lam, mentre la fondazione è realizzata con un calcestruzzo di classe C30/37 che si ipotizza fessurato.

Tabella 2-7: Legno da costruzione

Proprietà	Simbolo	X-Lam
Densità caratteristica X-Lam	ρ_k	385 kg/m ³

- I chiodi usati sono chiodi in stecca EFG CSP K ad aderenza migliorata. Le caratteristiche di resistenza meccanica e le proprietà necessarie per le verifiche che si andranno ad eseguire sono qui riportate.

Tabella 2-8: Chiodi EFG CSP K 4x60

Proprietà	Simbolo	EFG CSP K 4x60
Diametro nominale	d	4 mm
Lunghezza del chiodo	l	60 mm
Lunghezza della parte filettata	l_{ef}	51 mm
Diametro della testa	d_h	8 mm
Momento di snervamento caratteristico	$M_{y,k}$	7,24 Nm

- Le barre filettate usate sono del tipo M16 di classe 8.8 in acciaio zincato. Le caratteristiche di resistenza meccanica e le proprietà necessarie per le verifiche che si andranno ad eseguire sono qui riportate.

Tabella 2-9: Barre filettate

Proprietà	Simbolo	M16
Diametro nominale	d	16 mm
Area resistente	A_{res}	157 mm ²
Lunghezza della barra per l'ancoraggio chimico	l_b	200 mm
Profondità di infissione della barra	l_f	150 mm
Resistenza caratteristica a snervamento	f_{yk}	640 N/mm ²
Resistenza caratteristica a rottura	f_{uk}	800 N/mm ²

- La resina epossidica impiegata è la EFG REP. Le caratteristiche di resistenza meccanica e le proprietà necessarie per le verifiche che si andranno ad eseguire sono qui riportate.

Tabella 2-10: Resina epossidica EFG REP

Proprietà	Simbolo	EFG REP
Altezza efficace (pari alla lunghezza infissa della barra filettata)	h_{ef}	150 mm
Sollecitazione di trazione		
Resistenza caratteristica per carichi di trazione (combinata estrazione e cono di calcestruzzo). Calcestruzzo C20/25 fessurato. Range di temperatura -40°C/+40°C ($T_{mpl}=24°C$)	$\tau_{Rk,cr}$	7,0 N/mm ²
Coefficiente di amplificazione della resistenza per C30/37	$\psi_{c,cr}$	1,0
Coefficiente di sicurezza relativo all'ancorante	γ_2	1,2
Coefficiente di sicurezza relativo al calcestruzzo	γ_c	1,5

- Gli hold-down usati sono gli EFG AHD 340. Le caratteristiche di resistenza meccanica e le proprietà necessarie per le verifiche che si andranno ad eseguire sono qui riportate (il disegno tecnico è consultabile all'appendice alla fine del manuale).

Tabella 2-11: Hold down EFG AHD 340

Proprietà	Simbolo	EFG AHD 340
Altezza	H	340 mm
Larghezza	B	62 mm
Profondità	L	60 mm
Spessore	T	3,0 mm
Un solo foro con diametro	ϕ	17 mm
Numero di chiodi di progetto (chiodatura totale)	n	23 chiodi
Numero efficace di chiodi	n_{ef}	18,3 chiodi
Resistenza caratteristica a trazione al lato dell'acciaio	$N_{Rk,s}$	45,7 kN
Si prevede al lato calcestruzzo l'applicazione di una barra filettata M16 di lunghezza 200 mm in acciaio zincato classe 8.8 con resina epossidica EFG REP.	n_b	1 barra

- Gli angolari sono ancorati alla fondazione con viti zincate per calcestruzzo HECO MULTI MONTI MMS S 12. Le caratteristiche di resistenza meccanica e le proprietà necessarie per le verifiche che si andranno ad eseguire sono qui riportate.

Tabella 2-12: Ancoranti a vite Heco Multi Monti MMS-12

Proprietà	Simbolo	MMS S-12
Diametro esterno	d_s	12 mm
Diametro interno	d_k	9,4 mm
Lunghezza della vite	l_v	80 mm
Sollecitazione di trazione (crisi dell'acciaio)		
Resistenza caratteristica dell'acciaio	$N_{Rk,s}$	25 kN
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_{Ms}	1,4
Sollecitazione di trazione (estrazione)		
Resistenza caratteristica a estrazione (calcestruzzo fessurato)	N_{Rkp}	12 kN
Coefficiente di amplificazione della resistenza per C30/37	$\psi_{c,cr}$	1,22
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_{Mp}	1,8
Sollecitazione di trazione (splitting e rottura conica del calcestruzzo)		
Profondità efficace di ancoraggio	h_{ef}	54,5 mm
Spaziatura	$s_{cr,N} = s_{cr,sp}$	$3 \cdot h_{ef} = 163,5$ mm
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_{Mc}	1,8
Sollecitazione di taglio (crisi dell'acciaio senza braccio di leva)		
Resistenza caratteristica a taglio dell'acciaio	V_{Rks}	23 kN
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_{Ms}	1,5
Rottura per pryout		
Coeff. k (Eq 5.6 Annex-C ETAG 001)	k	2,0
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_{Mc}	1,5

- Gli angolari usati sono gli EFG A04 90x40x116x3 nervati. Le caratteristiche di resistenza meccanica e le proprietà necessarie per le verifiche che si andranno ad eseguire sono qui riportate (il disegno tecnico è consultabile al capitolo 3).

Tabella 2-13: Angolare EFG A04

Proprietà	Simbolo	EFG A04
Altezza ala 1 (lato legno)	H	90 mm
Altezza ala 2 (lato calcestruzzo)	L	48 mm
Larghezza	B	116 mm
Spessore	T	3,0 mm
Resistenza garantita dal produttore per sollecitazioni di tipo F2/3 per unioni legno-acciaio-legno (C24) con chiodi 4x40.	$F_{2/3,k,legno}$ ($\Delta s=55,6$)	6,80 kN
Per angolare singolo e con massima chiodatura applicabile tenendo conto delle distanze minime dai bordi. (ETA-09/0134)	n_{chiodi}	15 chiodi
Si prevede al lato calcestruzzo l'applicazione di due ancoranti a vite per calcestruzzo HECO MULTI MONTI MMS S 12 nei due fori disponibili.	n_v	2 ancoranti a vite

2.3.3 Verifica agli stati limite ultimi del collegamento con hold-down EFG AHD

Come precedentemente descritto, l'hold-down è sollecitato da una forza di trazione di 25 kN. La configurazione del giunto è quella visibile in Figura 2-12.

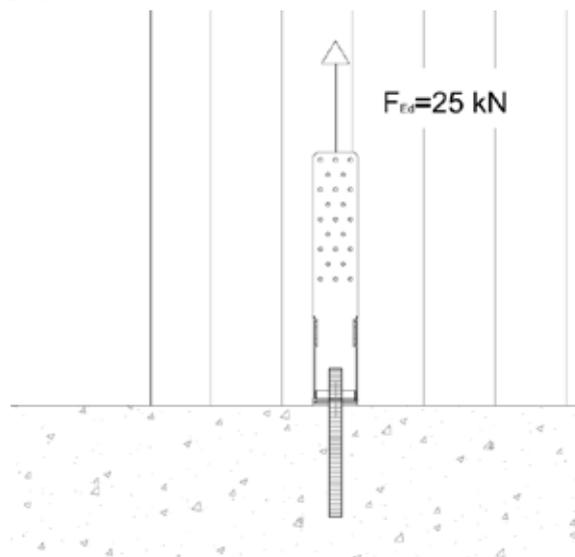


Figura 2-12

2.3.3.1 Calcolo della resistenza caratteristica a taglio di un chiodo

Si deve progettare un'unione acciaio-legno a un piano di taglio. Il contributo caratteristico per ciascun connettore, è valutabile mediante le formule di Johansen [EC-5 sez. 8.2.1] che, come già precisato nella parte di teoria, prevedono un'aliquota di puro taglio e una legata all'effetto cordata. Si sottolinea che la norma di prodotto ETA-13/0787 raccomanda di usare le relazioni relative alle piastre spesse.

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d \\ f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d \left[\sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ 2,3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \end{array} \right.$$

La resistenza a rifollamento del legno vale [EC-5 sez. 8.3.1]:

$$f_{h,k} = 0,082 \cdot \rho_k \cdot d^{-0,3} = 20,8 N / mm^2$$

La resistenza a estrazione del chiodo è calcolabile dalla relazione consigliata dall' ETA-13/0787.

$$f_{ax,k} = 50 \cdot 10^{-6} \cdot \rho_k^2 = 7,41 N / mm^2$$

La forza di estrazione caratteristica del chiodo vale [EC-5 sez. 8.3.2]:

$$F_{ax,H,Rk} = l_{ef} \cdot d \cdot f_{ax,k} = 1,51 kN$$

Con: $l_{ef}=51$ mm (lunghezza del tratto filettato infisso nel pannello X-Lam).

Il contributo massimo dovuto all'effetto cordata ($F_{ax,k}/4$), per i chiodi ad aderenza migliorata, dovrà essere inferiore al 50% dell'aliquota dovuta a Johansen [EC-5 sez. 8.2.2].

A questo punto si hanno tutti gli elementi necessari per calcolare la resistenza per il singolo e per il singolo piano di taglio (la profondità di infissione t_1 è stata valutata di 55 mm):

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d = 2,08 kN \\ f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d \left[\sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} = 1,78 + 0,37 = 2,15 kN \\ 2,3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} = 4,58 + 0,37 = 4,95 kN \end{array} \right.$$

Il valore minimo è quello dell'ultima relazione. Si noti che il valore dell'effetto cordata è minore del 50% di quello di Johansen ($0,37 < 0,89$), quindi può essere preso integralmente.

$$F_{v,Rk} = 2,15kN$$

2.3.3.2 Calcolo della resistenza di progetto dell'unione chiodata

In caso di chiodatura completa, il numero efficace di connettori della connessione è fornito dal produttore ($n_{ef}=18,3$ chiodi). La resistenza caratteristica della connessione vale quindi:

$$F_{v,Rk,tot} = n_{ef} \cdot F_{v,Rk} = 39,3kN$$

Che comporta una resistenza di progetto di:

$$F_{v,Rd,tot} = \frac{F_{v,Rk,tot} \cdot k_{mod}}{\gamma_M} = 28,8kN$$

2.3.3.3 Calcolo della resistenza di progetto della lamiera

La resistenza caratteristica della lamiera costituente il dispositivo è $N_{Rk,s}=45,7$ kN.

Che comporta una resistenza di progetto di:

$$F_{v,Rd,tot} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_M} = 43,5kN$$

2.3.3.4 Calcolo della resistenza di progetto dell'ancoraggio alla fondazione

L'hold-down è connesso alla fondazione in calcestruzzo mediante una barra filettata solidarizzata con resina epossidica. Il metodo di verifica scelto è il "Method A" contenuto nell'Annex-C dell'ETAG-001:2013.

Prima di stimare la resistenza dell'ancoraggio per i vari modi di rottura previsti è utile calcolare i coefficienti parziali di sicurezza da usare.

Per le crisi al lato acciaio si ha:

$$\gamma_{Ms} = \frac{1,2}{f_{yk} / f_{uk}} = 1,5 (\geq 1,4)$$

Per le crisi al lato calcestruzzo si ha, ricordando i valori di $\gamma_2=1,2$ e $\gamma_c=1,5$:

$$\gamma_{Mc} = \gamma_{Msp} = \gamma_{Mp} = \gamma_2 \cdot \gamma_c = 1,8$$

Ora è possibile procedere con il calcolo delle resistenze di progetto.

Resistenza a trazione dell'acciaio costituente la barra filettata

La resistenza caratteristica a trazione vale [ETAG-001:2013 Annex C sez. 8.2]:

$$N_{Rk,s} = A_s \cdot f_{u,k} = 125,6kN$$

Che comporta una resistenza di progetto di:

$$N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} = 83,7kN$$

Resistenza a trazione per sfilamento dell'ancorante e per rottura del cono di calcestruzzo

Si ricorda che la relazione per la verifica è la seguente [ETAG-001:2013 Annex C sez. 8.2]:

$$N_{Sd} \leq \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}} \quad N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec,N}$$

Essendo il giunto realizzato con un solo ancorante, il rapporto tra le aree è unitario, così come i coefficienti riduttivi della resistenza per le ipotesi semplificative relative alla fondazione che sono state fatte nelle premesse iniziali.

Si ha quindi:

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 = \tau_{Rk,cr} \cdot \pi \cdot d \cdot h_{ef} = 52,7kN$$

Che comporta una resistenza di progetto di:

$$N_{Rd,c} = \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}} = 29,3kN$$

Rottura per splitting

Questa verifica non è necessaria perché sono coinvolti gli stessi parametri della relazione per la rottura del cono di calcestruzzo. A variare sarebbero i coefficienti riduttivi della resistenza per tener conto delle distanze dai bordi. Tali coefficienti sono però unitari secondo quanto già visto.

La resistenza di progetto dell'ancorante vale quindi [ETAG-001:2013 Annex C sez. 8.2]:

$$N_{Rd, ancoraggio} = 29,3kN$$

2.3.3.5 Calcolo della resistenza di progetto della connessione

La resistenza di progetto della connessione sarà il valore minimo tra la resistenza di progetto dell'unione chiodata, quella della lamiera costituente l'hold-down e quella dell'ancoraggio a terra.

In questo caso la minore è quella dell'unione chiodata, quindi:

$$N_{Rd, connessione} = 28,8kN > F_{Ed} = 25kN \quad \text{Verifica soddisfatta}$$

2.3.4 Verifica agli stati limite ultimi del collegamento con l'angolare EFG A04

Come precedentemente descritto, l'angolare è sollecitato da una forza di trazione di 5 kN. La configurazione del giunto è quella visibile in Figura 2-13

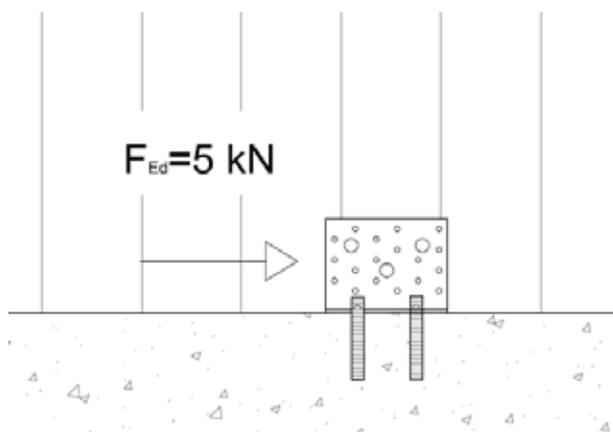


Figura 2-13

2.3.4.1 Calcolo della resistenza di progetto dell'unione chiodata

In caso di massima chiodatura possibile, con chiodi 4x40 (come indicato dal produttore), la resistenza caratteristica per una unione legno-acciaio-legno è di 6,80 kN.

Che comporta una resistenza di progetto di :

$$F_{v,Rd,tot} = \frac{F_{v,Rk,tot} \cdot k_{mod}}{\gamma_M} = 5,00kN$$

2.3.4.2 Calcolo della resistenza di progetto dell'ancoraggio alla fondazione

L'angolare è connesso alla fondazione in calcestruzzo mediante due viti HECO MULTI MONTI S-12. Il metodo di verifica scelto è il "Method A" contenuto nell'Annex-C dell'ETAG-001:2013.

Resistenza a taglio dell'acciaio senza braccio di leva

La resistenza a taglio caratteristica fornita dal produttore vale [ETAG-001:2013 Annex C sez. 8.2]:

$$V_{Rk,s} = 23kN$$

Che comporta una resistenza di progetto di ciascun ancorante di:

$$V_{Rd,s} = \frac{V_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} = 15,3kN$$

Resistenza a rottura per pryout

Si ricorda che la relazione per la verifica è la seguente [ETAG-001:2013 Annex C sez. 8.2]:

$$V_{Sd} \leq \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{Mcp}} \quad V_{Rk,cp} = k \cdot N_{Rk,c} \quad N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec,N} \quad N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck_cube}} \cdot h_{ef}^{1,5} = 17,6kN$$

Con: $k_1=7,2$ (calcestruzzo fessurato), $f_{ck\ cube}=37\text{ N/mm}^2$, $h_{ef}=54,5\text{ mm}$

$$A_{c,N}^0 = s_{cr,N} \cdot s_{cr,N} = 26732\text{mm}^2$$

$$A_{c,N} = s_{cr,N} (s_{cr,N} + s) = 37850\text{mm}^2$$

I coefficienti riduttivi della resistenza sono come in precedenza unitari.

Si ottiene quindi:

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec,N} = 24,3\text{kN}$$

La resistenza caratteristica a pryout del gruppo di ancoranti vale:

$$V_{Rk,cp} = k \cdot N_{Rk,c} = 48,7\text{kN}$$

La resistenza di progetto vale quindi:

$$V_{Rd,cp} = \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{Mc}} = 32,4\text{kN}$$

2.3.4.3 Calcolo della resistenza di progetto della connessione

La resistenza di progetto della connessione sarà il valore minimo tra la resistenza di progetto dell'unione chiodata (che preclude già una crisi al lato acciaio della staffa) e quella dell'ancoraggio a terra.

In questo caso la minore è quella dell'unione chiodata, quindi:

$$V_{Rd,connessione} = 5,0\text{kN} \geq F_{Ed} = 5\text{kN}$$

Verifica soddisfatta

NOTA: come si può vedere, il margine di sicurezza tra resistenza e sollecitazione è praticamente nullo. Vale però la pena sottolineare che il valore fornito dal produttore fa riferimento a chiodi più corti rispetto a quelli realmente impiegati; inoltre i calcoli appena descritti possono essere ulteriormente raffinati considerando il comportamento di insieme dell'intera connessione (chiodi, angolare, tasselli) e per la reale tipologia (legno-acciaio-calcestruzzo).

Nel prossimo paragrafo verrà brevemente approfondito tale aspetto.

2.3.5 Considerazioni sul calcolo della massima forza di taglio $F_{2/3}$ esplicabile dall'angolare

Nelle prove sperimentali su angolari sollecitati da una forza di taglio tipo $F_{2/3}$ (ETAG-015) in una unione legno-acciaio-legno, è stato constatato il seguente meccanismo di rottura.

L'ala verticale tende a distorcersi senza che i chiodi vengano estratti.

L'ala orizzontale tende da un lato ad alzarsi provocando l'estrazione dei chiodi lì presenti e dall'altro a schiacciare il legno.

A causa di questo meccanismo di rottura si presume che la forza orizzontale venga applicata sul piano dell'ala verticale sotto il baricentro del gruppo chiodi. L'eccentricità tra la direzione della forza e il baricentro della chiodatura dell'ala superiore fa dunque variare la resistenza delle chiodature nelle due ali.

A seconda dell'eccentricità, si presume essere efficace uno stato in cui la capacità di carico dei chiodi nelle due ali si esaurisca in modo simile.

I chiodi dell'ala verticale sono sollecitati a taglio dalla forza orizzontale F e dal momento $F \cdot e_1$ (e_1 è la distanza tra la retta di azione di F e il baricentro della chiodatura verticale G_v).

I chiodi dell'ala orizzontale sono sollecitati a taglio dalla forza orizzontale F e dal momento $F \cdot e_2$ (e_2 è la distanza tra il punto P e il baricentro della chiodatura orizzontale G_o), inoltre i chiodi in prossimità del bordo che tende a sollevarsi sono sottoposti a una forza di trazione dovuta al momento $F \cdot e_3$ (e_3 è la distanza tra la retta di azione di F e il punto P).

Il calcolo rigoroso esula dai contenuti di questo manuale, ma si vuole ugualmente proporre al lettore alcuni grafici contenenti due curve relative alla crisi delle chiodature relative alle due ali.

I grafici che seguono sono quelli con cui sono stati ricavati i valori dichiarati di forza $F_{2/3}$ ed eccentricità relativi agli angolari EFG A70 nervato ed EFG A04 90x48x116 nervato in una connessione legno-acciaio-legno.

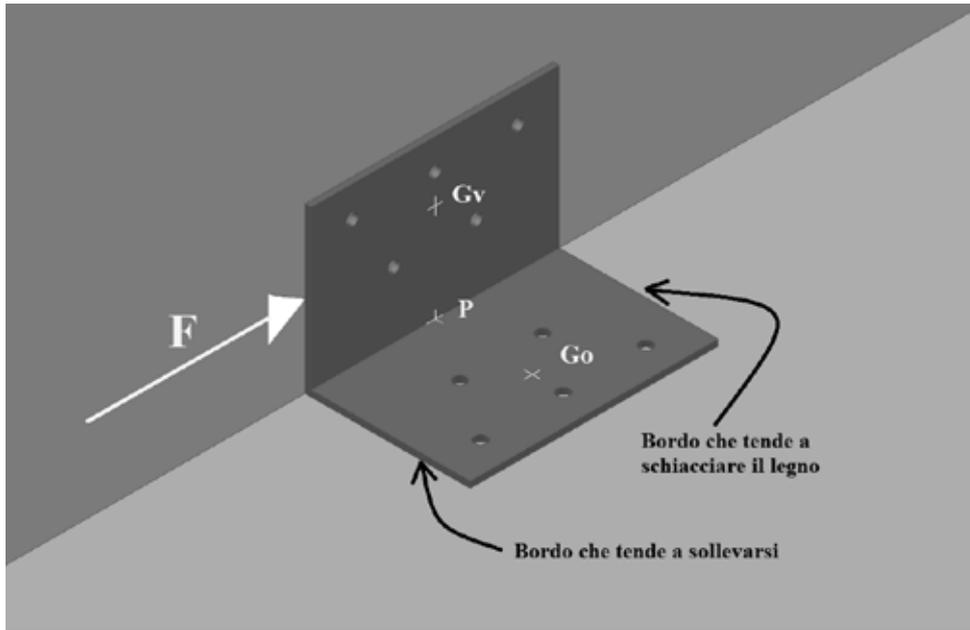


Figura 2-14

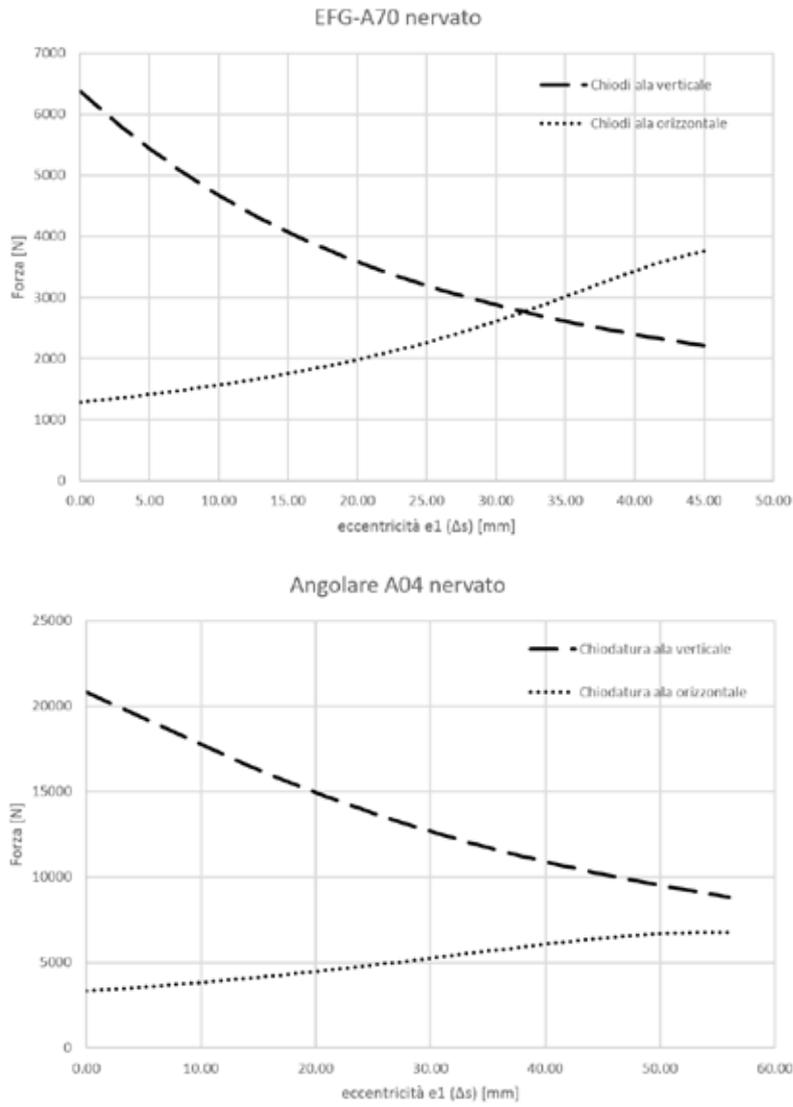


Figura 2-15

Si noti come nel primo caso le due curve si intersechino, mentre nel secondo la crisi della chiodatura dell'ala orizzontale preceda sempre la crisi di quella verticale.

Nel caso dell'angolare EFG A70 si ottiene $F_{2/3}=2,77\text{kN}$ con $e_1=31,8\text{ mm}$, nel caso dell'angolare EFG A04, dato che le due curve non si intersecano, il valore di forza massimo è quello per cui l'eccentricità e_1 è pari alla distanza e_3 ($F_{2/3}=6,80\text{kN}$ con $e_1=55,6\text{ mm}$) (con e_3 distanza tra la retta di azione di F e il punto P cfr. Figura 2-14).

Infine viene ora proposto lo studio della connessione dell'angolare dell'esercizio appena visto (NB: i valori di forza sono valori di progetto). Come è possibile notare, la crisi sopraggiunge per un valore di forza molto più alto rispetto a quello stimato precedentemente.

Questo è dovuto principalmente al fatto che i dati del produttore fanno riferimento a una connessione legno-acciaio-legno mentre in realtà si ha una connessione legno-acciaio-calcestruzzo con gli ancoranti che sono in grado di fornire maggiore resistenza a trazione rispetto ai chiodi.

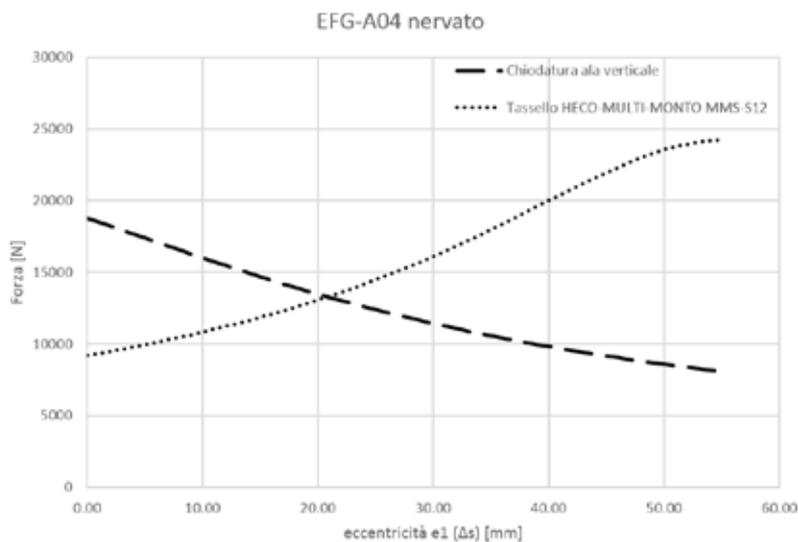


Figura 2-16

2.4 Giunto con piastre lisce per sollecitazioni orizzontali tra pannello X-Lam e fondazione in calcestruzzo

È qui proposto un ulteriore esempio di dimensionamento di un collegamento tra un pannello in X-Lam e una fondazione in calcestruzzo. A differenza del caso precedente la fondazione è conformata in modo da avere un cordolo al fine di poter ancorare il pannello con piastre lisce al posto degli angolari.

La connessione è realizzata mediante le piastre forate EFG PTA 200x220x3 e EFG PTR 460x60x3. I dispositivi di ancoraggio utilizzati al lato calcestruzzo sono gli ancoranti a vite zincata HECO MULTI MONTI MMS S12 e S16. Al lato legno sono stati impiegati i chiodi in stecca EFG CSP K 4x60.

La configurazione del collegamento è quella illustrata nella Figura 2-17 in cui una forza posta ad una certa quota dalla fondazione carica il pannello nel suo piano principale. Le ipotesi alla base del modello analitico sono le stesse già spiegate al paragrafo 2.3.1

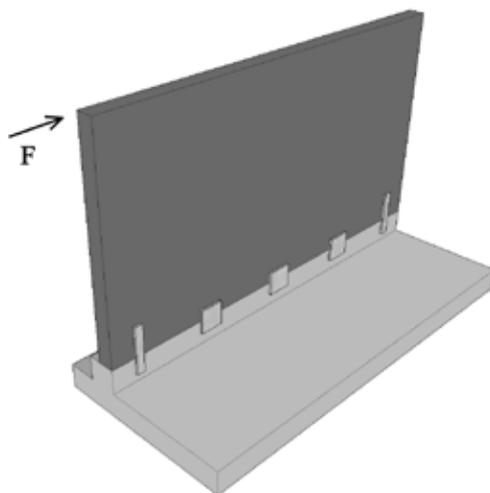


Figura 2-17

2.4.1 Dati di progetto

Per quanto riguarda il caso studio, per semplificare la procedura di risoluzione, si suppone che siano già state svolte le operazioni di calcolo della sollecitazione su ciascuna piastra seguendo la procedura indicata al paragrafo 2.3.1.

2.4.1.1 Carichi e coefficienti di sicurezza

- Forza sollecitante di progetto di una piastra a trazione EFG PTR 460x60x3: $F_{Ed_hold-down}=20$ kN
- Forza sollecitante di progetto di una piastra a taglio EFG PTA 200x224x3: $F_{Ed_angolare}=30$ kN
- Classe di durata del carico (istantanea): $k_{mod}=1,1$
- Classe di servizio per la struttura: 1
- Coefficiente di sicurezza per la resistenza (unioni legno): $\gamma_M=1,5$

2.4.1.2 Materiali

- Il pannello in legno è del tipo X-Lam, mentre la fondazione è realizzata con un calcestruzzo di classe C30/37 che si ipotizza non fessurata.

Tabella 2-14: Legno da costruzione

Proprietà	Simbolo	X-Lam
Densità caratteristica X-Lam	ρ_k	385 kg/m ³

- I chiodi usati sono chiodi in stecca EFG CSP K ad aderenza migliorata. Le caratteristiche di resistenza meccanica e le proprietà necessarie per le verifiche che si andranno ad eseguire sono qui riportate.

Tabella 2-15: Chiodi EFG CSP K 4x60

Proprietà	Simbolo	EFG CSP K 4x60
Diametro nominale	d	4 mm
Lunghezza del chiodo	l	60 mm
Lunghezza della parte filettata	l_{ef}	51 mm
Diametro della testa	d_h	8 mm
Momento di snervamento caratteristico	$M_{y,k}$	7,24 Nm

- I dispositivi di collegamento metallici a taglio e a trazione sono le piastre EFG PTA 200x224x3 e EFG PTR 460x60x3. Le caratteristiche di resistenza meccanica e le proprietà necessarie per le verifiche che si andranno ad eseguire sono qui riportate (il disegno tecnico è consultabile al capitolo 3).

Tabella 2-16: Piastra a trazione EFG PTR 460x60x3

Proprietà	Simbolo	EFG PTR
Altezza	B	460 mm
Larghezza	L	60 mm
Spessore	T	3,0 mm
Resistenza caratteristica a snervamento	f_y	300 N/mm ²
Resistenza caratteristica a rottura	f_u	400 N/mm ²
Numero di fori $\phi=5$ mm	n_5	20
Numero di fori $\phi=18$ mm	n_{18}	1

Tabella 2-17: Piastra a taglio EFG PTA 200x220x3

Proprietà	Simbolo	EFG PTA
Altezza	B	200 mm
Larghezza	L	220 mm
Spessore	T	3,0 mm
Resistenza caratteristica a snervamento	f_y	300 N/mm ²
Resistenza caratteristica a rottura	f_u	400 N/mm ²
Numero di fori $\phi=5$ mm	n_5	30
Numero di fori $\phi=14$ mm	n_{14}	3

- Gli angolari sono ancorati alla fondazione con viti zincate per calcestruzzo HECO MULTI MONTI MMS S-12 e S-16. Le caratteristiche di resistenza meccanica e le proprietà necessarie per le verifiche che si andranno ad eseguire sono qui riportate.

Tabella 2-18: Ancoranti a vite Heco Multi Monti MMS-12 e MMS-16

Proprietà	Simbolo	MMS S-12	MMS S-16
Diametro esterno	d_s	12 mm	16,7 mm
Diametro interno	d_k	9,4 mm	13,3 mm
Lunghezza della vite	l_v	80 mm	120 mm
Rottura dell'acciaio senza braccio di leva		MMS S-12	MMS S-16
Resistenza caratteristica	$V_{Rk,s}$	23 kN	49 kN
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_{Ms}	1,5	1,5
Rottura per pry-out		MMS S-12	MMS S-16
Profondità efficace di ancoraggio	h_{ef}	54,5 mm	87,5 mm
Spaziature	$s_{cr,N}$	$3 \cdot h_{ef} = 163,5$ mm	$3 \cdot h_{ef} = 262,5$ mm
Distanze dai bordi	$c_{cr,N}$	$1,5 \cdot h_{ef} = 81,5$ mm	$1,5 \cdot h_{ef} = 131,2$ mm
Coeff. k (Eq 5.6 Annex-C ETAG 001)	k	2,0	2,0
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_{Mc}	1,5	1,5
Rottura del bordo di calcestruzzo		MMS S-12	MMS S-16
Lunghezza effettiva del tassello in caso di taglio	l_f	54,5 mm	87,5 mm
Diametro effettivo dell'ancorante	d_{nom}	10 mm	14 mm
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_{Mc}	1,5	1,5

2.4.2 Verifica agli stati limite ultimi del collegamento con piastra a trazione EFG PTR

Come precedentemente descritto, la piastra è sollecitata da una forza di trazione di 20 kN. La configurazione del giunto è quella visibile in Figura 2-18.

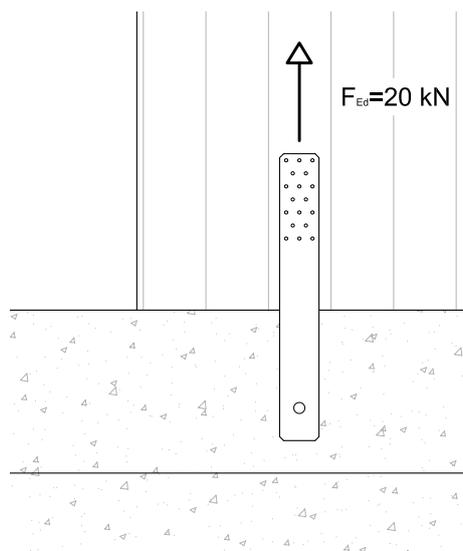


Figura 2-18

2.4.2.1 Calcolo della resistenza caratteristica a taglio di un chiodo

Si deve progettare un'unione acciaio-legno a un piano di taglio. Il contributo caratteristico per ciascun connettore, è valutabile mediante le formule di Johansen [EC-5 sez. 8.2.1] che, come già precisato nella parte di teoria, prevedono un'aliquota di puro taglio e una legata all'effetto cordata. In questo caso, dato lo spessore della piastra, si ricade nel caso di piastra intermedia, si rende quindi necessario interpolare i valori minimi ottenuti dalle relazioni per le piastre sottili e quelle spesse.

- Piastre sottili ($t \leq 0,5 \cdot d$):

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} 0,4 \cdot f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d \\ 1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \end{cases}$$

- Piastre spesse ($t \geq d$):

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d \\ f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d \left[\sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ 2,3 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \end{cases}$$

La resistenza a rifollamento del legno vale [EC-5 sez. 8.3.1]:

$$f_{h,k} = 0,082 \cdot \rho_k \cdot d^{-0,3} = 20,8 \text{ N} / \text{mm}^2$$

La forza di estrazione caratteristica del chiodo vale [EC-5 sez. 8.3.2]:

$$F_{ax,H,Rk} = l_{ef} \cdot d \cdot f_{ax,k} = 1,51 \text{ kN}$$

Con: $l_{ef} = 51$ mm (lunghezza del tratto filettato infisso nel pannello X-Lam).

Il contributo massimo dovuto all'effetto cordata ($F_{ax,k}/4$), per i chiodi ad aderenza migliorata, dovrà essere inferiore al 50% dell'aliquota dovuta a Johansen [EC-5 sez. 8.2.2].

A questo punto si hanno tutti gli elementi necessari per calcolare la resistenza per il singolo e per il singolo piano di taglio:

- Piastra sottile:

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} 0,4 \cdot f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d = 4,74 \text{ kN} \\ 1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} = 1,26 + 0,27 = 1,53 \text{ kN} \end{cases}$$

- Piastra spessa:

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d = 4,69 \text{ kN} \\ f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d \left[\sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} = 2,12 + 0,33 = 2,44 \text{ kN} \\ 2,3 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} = 1,77 + 0,33 = 2,10 \text{ kN} \end{cases}$$

Si noti che il valore dell'effetto cordata è sempre minore del 50% di quello di Johansen, quindi può essere preso integralmente. Operando l'interpolazione lineare tra i due valori minimi si ottiene:

$$F_{v,Rk} = 1,84 \text{ kN}$$

2.4.2.2 Calcolo della resistenza di progetto dell'unione chiodata

In caso di chiodatura completa, il numero efficace è stato calcolato considerando il carico come parallelo alla fibratura (tale ipotesi è discutibile dato che nell'Xlam l'ortotropia sulle facce può considerarsi assente; tale assunzione è comunque a favor di sicurezza).

Per ognuna delle 5 file da 4 chiodi va calcolato il numero efficace di connettori. Visto l'interasse previsto, si adotta un valore del coefficiente k pari a 0,85 [EC-5 sez. 8.3.1].

$$n_{ef} = n^{k_{ef}} = 3,25$$

La resistenza caratteristica della connessione vale quindi:

$$F_{v,Rk,tot} = n_{col} \cdot n_{ef} \cdot F_{v,Rk} = 29,9 \text{ kN}$$

Che comporta una resistenza di progetto di:

$$F_{v,Rd,tot} = \frac{F_{v,Rk,tot} \cdot k_{mod}}{\gamma_M} = 21,9 \text{ kN}$$

2.4.2.3 Calcolo della resistenza di progetto della lamiera costituente la piastra

La resistenza a trazione della piastra va calcolata secondo le due modalità di crisi per plasticizzazione della sezione lorda e per strappo in corrispondenza della sezione netta [EC-3 sez. 6.2.3].

La sezione trasversale lorda vale:

$$A = 60 \cdot 3 = 180 \text{ mm}^2$$

La sezione trasversale netta vale:

$$A_{net} = (60 - 18) \cdot 3 = 126 \text{ mm}^2$$

La resistenza di progetto a trazione è calcolabile come:

$$N_{t,Rd} = \min \begin{cases} N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_{y,k}}{\gamma_{M0}} = 51,4 \text{ kN} \\ N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_{u,k}}{\gamma_{M2}} = 36,3 \text{ kN} \end{cases}$$

Con: $\gamma_{M0}=1,05$ $\gamma_{M2}=1,25$ $f_{y,k}=300 \text{ kN}$ $f_{u,k}=400 \text{ kN}$

Il valore minimo è dato dalla seconda relazione:

$$N_{t,Rd} = 36,3 \text{ kN}$$

La resistenza di progetto a rifollamento per il singolo foro è valutabile come [EC-3 parte 1-8 sez. 3.6]:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = 35,3 \text{ kN}$$

Dove:

$\alpha_b = \min \{e_1/(3 \cdot d_0); f_{ub}/f_u; p_1/(3 \cdot d_0) - 0,25; 1\} = 0,92$ (Figura 2-19)

$k = \min \{2,8 \cdot e_2/d_0 - 1,7; 1,4 \cdot p_2/d_0 - 1,7; 2,5\} = 2,5$ (Figura 2-19)

$f_u = 400 \text{ N/mm}^2$ $d = 4 \text{ mm}$ $\gamma_{M2} = 1,25$ $t = 2 \text{ mm}$

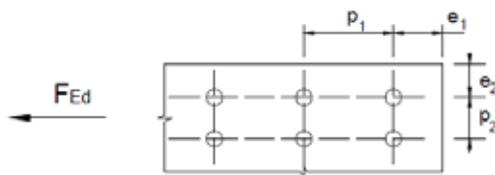


Figura 2-19

2.4.2.4 Calcolo della resistenza di progetto dell'ancoraggio alla fondazione

La piastra è connessa alla fondazione in calcestruzzo mediante una vite HECO MULTI MONTI S-16. Il metodo di verifica scelto è il "Method A" contenuto nell'Annex-C dell'ETAG-001:2013.

Resistenza a taglio dell'acciaio senza braccio di leva

La resistenza a taglio caratteristica fornita dal produttore vale [ETAG-001:2013 Annex C sez. 8.2]:

$$V_{Rk,s} = 49 \text{ kN}$$

Che comporta una resistenza di progetto di ciascun ancorante di:

$$V_{Rd,s} = \frac{V_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} = 32,7 \text{ kN}$$

Resistenza a rottura per pryout

Si ricorda che la relazione per la verifica è la seguente [ETAG-001:2013 Annex C sez. 8.2]:

$$V_{Rd,cp} \leq \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{Mcp}} \quad V_{Rk,cp} = k \cdot N_{Rk,c} \quad N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec,N} \quad N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck_cube}} \cdot h_{ef}^{1,5} = 50,2 \text{ kN}$$

Con: $k_1=10,1$ (calcestruzzo non fessurato), $f_{ck_cube}=37 \text{ N/mm}^2$, $h_{ef}=87,5 \text{ mm}$, $k=2$

La connessione prevede un solo ancorante, posto sufficientemente distante dal bordo del cordolo ($c_1=180 \text{ mm} > c_{cr,N}=131,2 \text{ mm}$) quindi il rapporto tra le aree $A_{c,N}$ e $A_{c,N}^0$ è unitario, così come i coefficienti riduttivi della resistenza.

Si ottiene quindi:

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec,N} = 50,2kN$$

La resistenza caratteristica a pryout del gruppo di ancoranti vale:

$$V_{Rk,cp} = k \cdot N_{Rk,c} = 100,4kN$$

La resistenza di progetto vale quindi:

$$V_{Rd,cp} = \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{Mc}} = 67,0kN$$

Resistenza a rottura del bordo di calcestruzzo

Si ricorda che la relazione per la verifica è la seguente [ETAG-001:2013 Annex C sez. 8.2]:

$$V_{Rd,c} \leq \frac{V_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}} \quad V_{Rk,c} = V_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,V}}{A_{c,V}^0} \cdot \psi_{s,V} \cdot \psi_{re,V} \cdot \psi_{ec,V} \cdot \psi_{\alpha,V} \cdot \psi_{h,V} \quad V_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot d_{nom}^\alpha \cdot h_{ef}^\beta \cdot \sqrt{f_{ck_cube}} \cdot c_1^{1,5} = 55,4kN$$

Con:

$$k_1 = 2,4 \quad \alpha = 0,1 \cdot \left(\frac{l_f}{c_1} \right)^{0,5} = 0,07 \quad \beta = 0,1 \cdot \left(\frac{d_{nom}}{c_1} \right)^{0,2} = 0,06$$

La connessione prevede un solo ancorante, posto sufficientemente distante dal bordo del cordolo ($c_1=180mm > c_{cr,N}=131,2mm$) quindi il rapporto tra le aree $A_{c,N}$ e $A_{c,N}^0$ è unitario, così come i coefficienti riduttivi della resistenza.

Si ottiene quindi:

$$V_{Rk,c} = V_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,V}}{A_{c,V}^0} \cdot \psi_{s,V} \cdot \psi_{re,V} \cdot \psi_{ec,V} \cdot \psi_{\alpha,V} \cdot \psi_{h,V} = 55,4kN$$

La resistenza di progetto vale quindi:

$$V_{Rd,c} = \frac{V_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}} = 36,9kN$$

2.4.2.5 Calcolo della resistenza di progetto della connessione

La resistenza di progetto della connessione sarà il valore minimo tra la resistenza di progetto dell'unione chiodata, quella dell'acciaio costituente la piastra e quella dell'ancoraggio a terra.

In questo caso la minore è quella dell'unione chiodata, quindi:

$$V_{Rd,connessione} = 21,9kN > V_{Ed} = 20kN$$

Verifica soddisfatta

2.4.3 Verifica agli stati limite ultimi del collegamento con piastra a taglio EFG PTA

Come precedentemente descritto, la piastra è sollecitata da una forza di trazione di 30 kN. La configurazione del giunto è quella visibile in Figura 2-18.

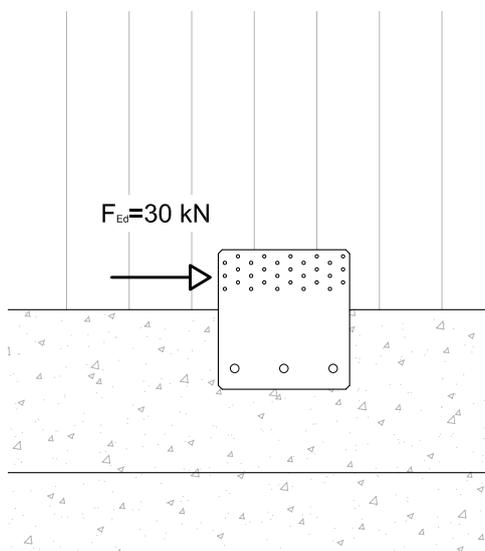


Figura 2-20

2.4.3.1 Calcolo della resistenza caratteristica a taglio di un chiodo

Il ragionamento è analogo al caso della piastra a trazione e porta al medesimo risultato:

$$F_{v,Rk} = 1,84kN$$

2.4.3.2 Calcolo della resistenza di progetto dell'unione chiodata

In caso di chiodatura completa, il numero efficace è stato calcolato considerando il carico come parallelo alla fibratura con le stesse ipotesi fatte nella verifica della piastra a trazione.

Per ognuna delle 6 file da 5 chiodi va calcolato il numero efficace di connettori. Visto l'interasse previsto, si adotta un valore del coefficiente k pari a 0,85 [EC-5 sez. 8.3.1].

$$n_{ef} = n^{k_{ef}} = 3,92$$

La resistenza caratteristica della connessione vale quindi:

$$F_{v,Rk,tot} = n_{col} \cdot n_{ef} \cdot F_{v,Rk} = 43,3kN$$

Che comporta una resistenza di progetto di:

$$F_{v,Rd,tot} = \frac{F_{v,Rk,tot} \cdot k_{mod}}{\gamma_M} = 31,7kN$$

2.4.3.3 Calcolo della resistenza di progetto della lamiera costituente la piastra

La resistenza a taglio della piastra va calcolata secondo le due modalità di crisi per plasticizzazione della sezione lorda e per strappo in corrispondenza della sezione netta [EC-3 sez. 6.2.3].

La sezione trasversale lorda vale:

$$A = 200 \cdot 3 = 600mm^2$$

La sezione trasversale netta vale:

$$A_{net} = (200 - 14 \cdot 3) \cdot 3 = 474mm^2$$

E' sufficiente la verifica della sola sezione lorda qualora risulti verificata la seguente relazione:

$$\frac{A_{v,net}}{A_v} \geq \frac{f_y}{f_u} \rightarrow 0,79 > 0,75$$

Con: $f_{y,k}=300$ kN $f_{u,k}=400$ kN

La capacità portante della sezione lorda è calcolabile come:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = 69,3kN$$

La resistenza di progetto a rifollamento per un singolo foro esterno e per il foro interno è valutabile come [EC-3 parte 1-8 sez. 3.6]:

$$F_{b,Rd_int} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = 17,3kN \quad F_{b,Rd_ext} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = 28,8kN$$

Dove:

$\alpha_b = \min \{e_1 / (3 \cdot d_0); f_{ub} / f_u; p_1 / (3 \cdot d_0) - 0,25; 1\} = 0,60$ per un foro esterno, $\alpha_b = 1$ per il foro interno (Figura 2-21)

$k = \min \{2,8 \cdot e_2 / d_0 - 1,7; 1,4 \cdot p_2 / d_0 - 1,7; 2,5\} = 2,5$ (Figura 2-21)

$f_u = 400$ N/mm² $d = 4$ mm $\gamma_{M2} = 1,25$ $t = 2$ mm

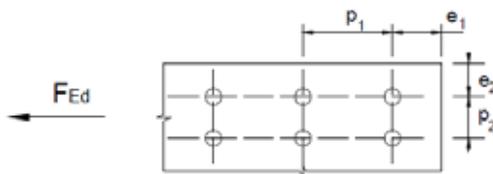


Figura 2-21

La resistenza totale a rifollamento è dunque data dalla somma delle singole resistenze e vale:

$$F_{b,Rd_tot} = 63,4kN$$

2.4.3.4 Calcolo della resistenza di progetto dell'ancoraggio alla fondazione

La piastra è connessa alla fondazione in calcestruzzo mediante una vite HECO MULTI MONTI S-12. Il metodo di verifica scelto è il "Method A" contenuto nell'Annex-C dell'ETAG-001:2013.

Resistenza a taglio dell'acciaio senza braccio di leva

La resistenza a taglio caratteristica fornita dal produttore vale [ETAG-001:2013 Annex C sez. 8.2]:

$$V_{Rk,s} = 23kN$$

Che comporta una resistenza di progetto di ciascun ancorante di:

$$V_{Rd,s} = n \cdot \frac{V_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} = 46,0kN$$

Resistenza a rottura per pryout

Si ricorda che la relazione per la verifica è la seguente [ETAG-001:2013 Annex C sez. 8.2]:

$$V_{Rd,cp} \leq \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{Mc}} \quad V_{Rk,cp} = k \cdot N_{Rk,c} \quad N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec,N} \quad N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck_cube}} \cdot h_{ef}^{1,5} = 24,7kN$$

Con: $k_1=10,1$ (calcestruzzo non fessurato), $f_{ck_cube}=37 \text{ N/mm}^2$, $h_{ef}=54,5 \text{ mm}$, $k=2$

$$A_{c,N} = (c_1 + 0,5 \cdot s_{cr,N}) \cdot (s_{cr,N} + 2s_1) = 44438mm^2$$

$$A_{c,N}^0 = s_{cr,N}^2 = 26732mm^2$$

I coefficienti riduttivi della resistenza sono tutti unitari tranne $\psi_{s,N}$ che vale 0,92 che tiene conto del fatto che la distanza della fila di connettori dal bordo del cordolo è minore dei $c_{cr,N}$, (si traslascia il calcolo).

Si ottiene dunque:

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec,N} = 37,7kN \quad V_{Rk,cp} = k \cdot N_{Rk,c} = 75,4kN$$

La resistenza di progetto vale quindi:

$$V_{Rd,cp} = \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{Mc}} = 50,1kN$$

Resistenza a rottura del bordo di calcestruzzo

Si ricorda che la relazione per la verifica è la seguente [ETAG-001:2013 Annex C sez. 8.2]:

$$V_{Rd,c} \leq \frac{V_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}} \quad V_{Rk,c} = V_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,V}}{A_{c,V}^0} \cdot \psi_{s,V} \cdot \psi_{re,V} \cdot \psi_{ec,V} \cdot \psi_{\alpha,V} \cdot \psi_{h,V} \quad V_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot d_{nom}^{\alpha} \cdot h_{ef}^{\beta} \cdot \sqrt{f_{ck_cube}} \cdot c_1^{1,5} = 11,0kN$$

Con:

$$k_1 = 2,4 \quad \alpha = 0,1 \cdot \left(\frac{l_f}{c_1} \right)^{0,5} = 0,09 \quad \beta = 0,1 \cdot \left(\frac{d_{nom}}{c_1} \right)^{0,2} = 0,07$$

$$A_{c,v} = (1,5 \cdot c_1) \cdot (3,0 \cdot c_1 + 2 \cdot 75) = 29700mm^2$$

$$A_{c,v}^0 = 4,5 \cdot c_1^2 = 16200mm^2$$

I coefficienti riduttivi della resistenza sono tutti unitari tranne $\psi_{\alpha,v}$ che vale 2,5 che tiene conto della direzione della forza rispetto al bordo in calcestruzzo (si traslascia il calcolo).

Si ottiene dunque:

$$V_{Rk,c} = V_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,V}}{A_{c,V}^0} \cdot \psi_{s,V} \cdot \psi_{re,V} \cdot \psi_{ec,V} \cdot \psi_{\alpha,V} \cdot \psi_{h,V} = 50,4kN$$

La resistenza di progetto vale quindi:

$$V_{Rd,c} = \frac{V_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}} = 33,6kN$$

2.4.3.5 Calcolo della resistenza di progetto della connessione

La resistenza di progetto della connessione sarà il valore minimo tra la resistenza di progetto dell'unione chiodata, quella dell'acciaio costituente la piastra e quella dell'ancoraggio a terra. In questo caso la minore è quella dell'unione chiodata, quindi:

$$V_{Rd,connessione} = 31,7kN > V_{Ed} = 30kN$$

Verifica soddisfatta

2.5 Collegamento a T tra due pareti in X-Lam

In questo esempio è proposto il dimensionamento di un collegamento tra due pannelli X-Lam costituenti due pareti, Figura 2-22. L'obiettivo è renderle solidali in modo da trasferire le azioni taglianti dovute a sollecitazioni di tipo istantaneo come il sisma o il vento.

A titolo di esempio, sono state studiate due soluzioni bivalenti, una che fa uso di angolari EFG A15 100x100x80x2,5, fissati mediante chiodi EFG CSP K 4x60 e l'altra che impiega viti ϕ 8 a filetto ridotto EFG Powercut 269A a testa bombata.

2.5.1 Dati di progetto

- Altezza del pannello X-Lam $h_p=3000$ mm
- Spessore del pannello X-Lam $s_p=125$ mm (5 strati di spessore unitario 25 mm)

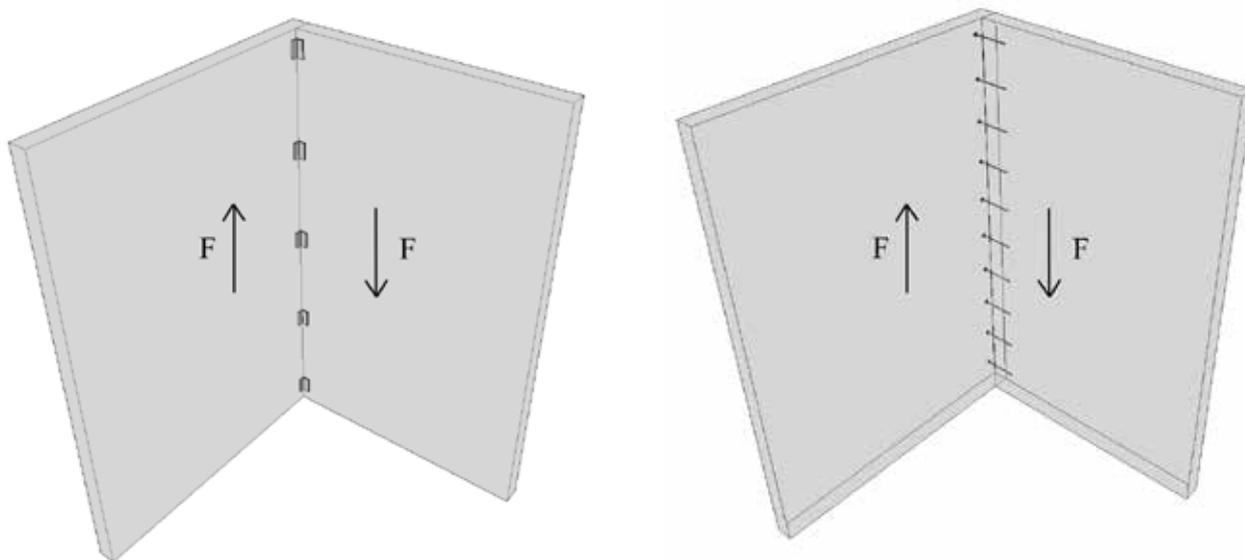


Figura 2-22

2.5.1.1 Carichi e coefficienti di sicurezza

- Forza sollecitante di progetto: $F_{Ed}=30$ kN
- Classe di durata del carico (istantanea): $k_{mod}=1,1$
- Classe di servizio per la struttura: 1
- Coefficiente di sicurezza per la resistenza (unioni): $\gamma_M=1,5$

2.5.1.2 Materiali

- I pannelli sono in legno lamellare omogeneo GL24h, le caratteristiche di resistenza meccanica e le proprietà necessarie per le verifiche che si andranno ad eseguire sono qui riportate.

Tabella 2-19: Legno da costruzione

Proprietà	Simbolo	GL24h
Densità caratteristica	ρ_k	385 kg/m ³

- I chiodi usati sono chiodi in stecca EFG CSP K ad aderenza migliorata. Le caratteristiche di resistenza meccanica e le proprietà necessarie per le verifiche che si andranno ad eseguire sono qui riportate.

Tabella 2-20: Chiodi EFG CSP K 4x60

Proprietà	Simbolo	EFG CSP K 4x60
Diametro nominale	d	4 mm
Lunghezza del chiodo	l	60 mm
Lunghezza della parte filettata	l_{ef}	51 mm
Diametro della testa	d_h	8 mm
Momento di snervamento caratteristico	$M_{y,k}$	7,24 Nm

- Gli angolari usati sono gli EFG A15 100x100x80x2,5 non nervati. Le caratteristiche di resistenza meccanica e le proprietà necessarie per le verifiche che si andranno ad eseguire sono qui riportate (il disegno tecnico è consultabile al capitolo 3).

Tabella 2-21: Angolare EFG A15

Proprietà	Simbolo	EFG A15
Altezza ala 1	H	100 mm
Altezza ala 2	L	100 mm
Larghezza	B	80 mm
Spessore	T	2,5 mm
Resistenza garantita dal produttore per sollecitazioni di tipo $F_{2/3}$ per unioni legno-acciaio-legno (C24) con chiodi 4x40.	$F_{2/3,k,legno}$	9,27 kN
Per angolare singolo e con massima chiodatura applicabile tenendo conto delle distanze minime dai bordi. (ETA-09/0133)	n_{chiodi}	36 chiodi

Tabella 2-22: Viti a filetto ridotto EFG Powercut 269A

Proprietà	Simbolo	EFG Powercut 269A TB
Diametro nominale	d	8 mm
Diametro del nucleo filettato	d_1	5,1 mm
Lunghezza della vite	l	260 mm
Lunghezza della parte filettata	l_{ef}	80 mm
Diametro della testa	d_h	22 mm
Resistenza caratteristica a estrazione *	$f_{ax,k}$	14,0 N/mm ²
Resistenza caratteristica a estrazione da parte della testa *	$f_{head,k}$	28,2 N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{tens,k}$	24,7 kN
Momento di snervamento caratteristico	$M_{y,k}$	21,7 Nm
* $\rho_a=450\text{kg/m}^3$		

2.5.2 Verifica agli stati limite ultimi del collegamento con l'angolare EFG A15

La forza di taglio di progetto è pari a 30 kN

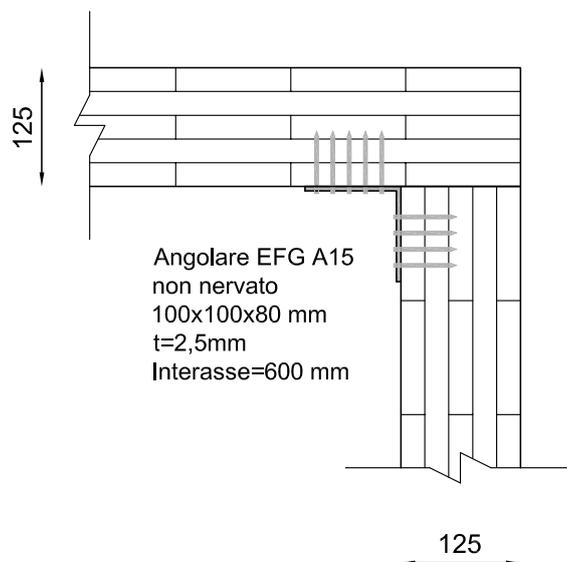


Figura 2-23

2.5.2.1 Calcolo della resistenza di progetto dell'unione chiodata

In caso di massima chiodatura possibile, con chiodi 4x40 (come indicato dal produttore), la resistenza caratteristica per una unione legno-acciaio-legno è di 9,27 kN. Tale valore è applicabile anche nel caso di chiodatura con chiodi 4x60, rimanendo a favore di sicurezza.

La resistenza di progetto vale:

$$F_{v,Rd} = \frac{F_{v,Rk} \cdot k_{mod}}{\gamma_M} = 6,8 kN$$

Supponendo di usare n=5 angolari, applicando una spaziatura di 60 cm, si ottiene una resistenza di progetto dell'intera connessione pari a:

$$F_{v,Rd,tot} = n \cdot F_{v,Rd} = 34,0 kN > 30 kN$$

2.5.3 Verifica agli stati limite ultimi del collegamento con le viti

Rispetto all'unione chiodata del caso appena visto, le viti previste per questa soluzione hanno un diametro maggiore (ϕ 8 mm), il che implica di dover tener conto dell'angolo tra la vite e le fibre del legno. Nell'X-Lam questa valutazione è complicata. Viene in aiuto una pubblicazione, reperibile nel portale Promolegno "Corso di approfondimento - Edifici in legno in X-Lam". In questo documento si forniscono delle relazioni, ricavate su base sperimentale, per il calcolo della resistenza a rifollamento da applicarsi poi alle formule di Johansen.

Le relazioni utili per questo esempio sono:

- resistenza a rifollamento per viti poste sulla superficie laterale del pannello

$$f_{h,k} = \frac{32 \cdot d^{-0,3}}{2,5 \cdot \cos^2 \varepsilon + \sin^2 \varepsilon}$$

- resistenza a rifollamento per viti poste sulla superficie stretta di bordo del pannello

$$f_{h,k} = 60 \cdot d^{-0,5}$$

In cui d è il diametro del connettore ed ε l'angolo tra le fibre dello strato esterno del pannello e la forza sollecitante.

In questo caso si ha che $d=d_{ef}=8$ mm, dato che il gambo liscio penetra per più di 4d nel legno al lato della punta, mentre ε deve essere preso pari a 0°.

Si ottiene quindi:

$$f_{h,1,k} = 60 \cdot d^{-0,5} = 21,2 N / mm^2$$

$$f_{h,k} = \frac{32 \cdot d^{-0,3}}{2,5 \cdot \cos^2 \varepsilon + \sin^2 \varepsilon} = 6,85 kN$$

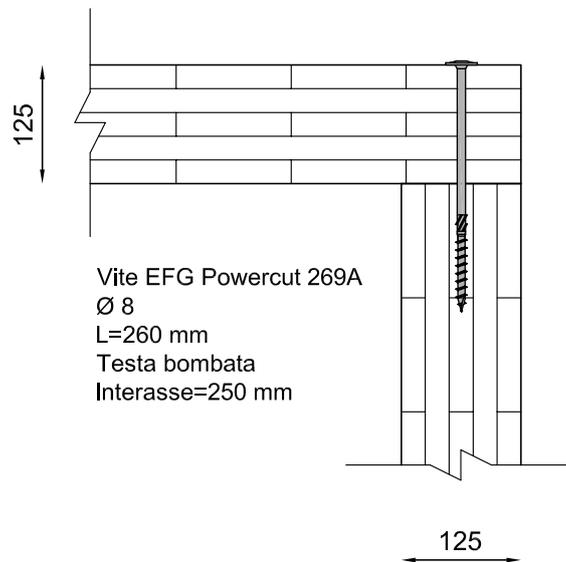


Figura 2-24

La resistenza a estrazione, tenendo in considerazione che il tratto filettato si trova nella lamella centrale, la relazione da usare è [EC-5 sez. 8.7.2]:

$$F_{ax,\alpha,Rk} = \frac{f_{ax,k} \cdot d \cdot l_{ef}}{1,2 \cdot \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha} \cdot \left(\frac{\rho_k}{\rho_a} \right)^{0,8} = 7,83kN$$

Dove:

$$\alpha=90^\circ \quad d=8 \text{ mm} \quad \rho_k=385 \text{ kg/m}^3 \quad l_{ef}=80 \text{ mm} \quad f_{ax,k}=14,0 \text{ N/mm}^2 \quad \rho_a=450 \text{ kg/m}^3$$

Per quanto riguarda la resistenza all'attraversamento dell'elemento da parte della testa, la relazione da usare è [EC-5 sez. 8.7.2]:

$$F_{ax,head,Rk} = f_{head,k} \cdot d_h^2 \cdot \left(\frac{\rho_k}{\rho_a} \right)^{0,8} = 12,0kN$$

Dove:

$$d_{head}=22 \text{ mm} \quad \rho_k=385 \text{ kg/m}^3 \quad f_{head,k}=28,2 \text{ N/mm}^2 \quad \rho_a=450 \text{ kg/m}^3$$

La crisi viene quindi raggiunta per estrazione dell'elemento dalla parte della punta.

$$F_{ax,k} = 7,83kN$$

Il contributo massimo dovuto all'effetto cordata, $F_{ax,k/4}$, per le viti, dovrà essere inferiore al 100% dell'aliquota dovuta a Johansen [EC-5 sez. 8.2.2].

A questo punto si hanno tutti gli elementi necessari per calcolare la resistenza per la singola vite e per il singolo piano di taglio in una unione legno-legno a un piano di taglio:

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d = \text{non applicabile a questo caso} \\ f_{h,2,k} \cdot t_2 \cdot d = \text{non applicabile a questo caso} \\ \frac{f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d}{1 + \beta} \left[\sqrt{\beta + 2 \cdot \beta^2 \cdot \left[1 + \frac{t_2}{t_1} + \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right]} + \beta^3 \cdot \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2 - \beta \cdot \left(1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} = 4,3 + 1,96 = 6,25kN \\ 1,05 \cdot \frac{f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d}{2 + \beta} \left[\sqrt{2 \cdot \beta \cdot (1 + \beta) + \frac{4 \cdot \beta \cdot (2 + \beta) \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} = 2,2 + 1,96 = 4,16kN \\ 1,05 \cdot \frac{f_{h,1,k} \cdot t_2 \cdot d}{1 + 2 \cdot \beta} \left[\sqrt{2 \cdot \beta^2 \cdot (1 + \beta) + \frac{4 \cdot \beta \cdot (1 + 2 \cdot \beta) \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot d \cdot t_2^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} = 4,6 + 1,96 = 6,54kN \\ 1,15 \cdot \frac{\sqrt{2 \cdot \beta}}{1 + \beta} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} = 1,9 + 1,96 = 3,71kN \end{array} \right.$$

Il valore minimo è quello dell'ultima relazione. Si noti che il valore dell'effetto cordata è maggiore di quello di Johansen ($1,96 < 1,9$), quindi non può essere preso integralmente.

Il numero efficace di connettori è pari al numero di viti, poiché la spaziatura che intercorre tra questi è sufficientemente grande (maggiore di $13d$).

Il carico di progetto esplicabile da una vite vale quindi:

$$F_{v,Rd} = \frac{F_{v,Rk}}{\gamma_M} k_{mod} = 2,72kN$$

Supponendo di usare $n=12$ viti, applicando una spaziatura di 25 cm, si ottiene una resistenza di progetto dell'intera connessione pari a:

$$F_{v,Rd,tot} = n \cdot F_{v,Rd} = 32,6kN > 30kN$$

Verifica soddisfatta

spessori nelle connessioni a taglio singolo e doppio definiti come segue

dal lato della testa in una connessione a taglio singolo; valore tra lo spessore di legno dal lato della testa del chiodo e la fine del lato della punta in una connessione a taglio doppio;

razione dal lato della punta in una connessione a taglio doppio;

spessore dell'elemento centrale in una connessione a taglio doppio;

raccomanda che il legno sia preforato quando

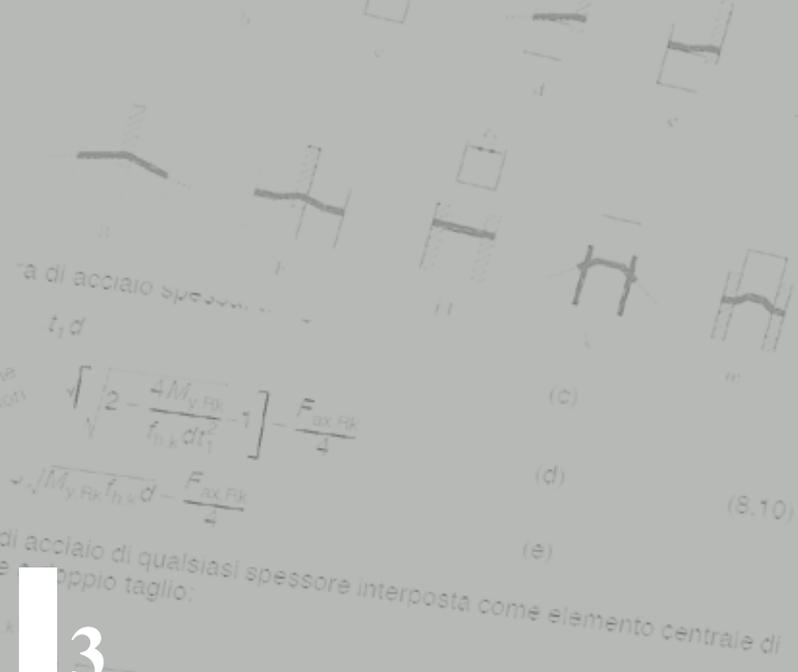
traversa volumica caratteristica del legno e maggiore di 500 kg/m³;

diametro d del chiodo e scanalato, il diametro del chiodo d sia assunto uguale

er chiodi a gambo quadro o scanalato, il diametro del chiodo d sia assunto uguale

la dimensione del lato

Per chiodi a gambo liscio prodotti con filo di acciaio avente una resistenza a trazione minima di 600 N/mm², si raccomanda che siano utilizzati i seguenti valori caratteristici per il momento di enervamento



$$f_{t,k} d \sqrt{\left[2 - \frac{4M_y R_k}{f_{t,k} d t_i^2} - 1 \right] - \frac{F_{ax} R_k}{4}} \quad (8.10)$$

$$f_{t,k} d \sqrt{\left[2 - \frac{4M_y R_k}{f_{t,k} d t_i^2} - 1 \right] - \frac{F_{ax} R_k}{4}} \quad (8.11)$$

STATI LIMITE ULTIMI

Generalità

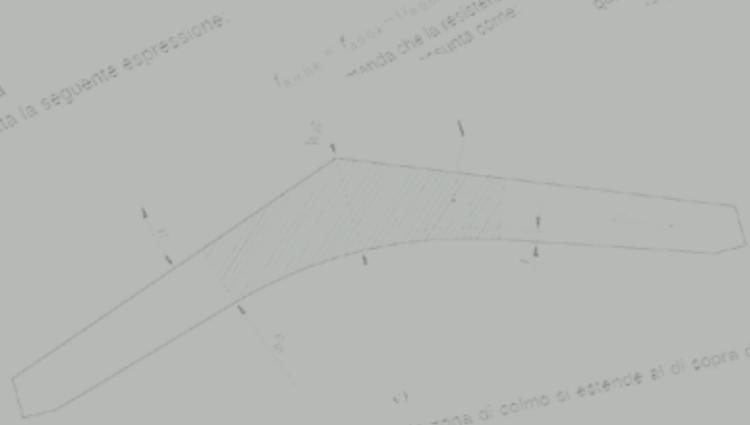
- (1) Il punto 6.1 si applica a elementi rettilinei incollati oppure a prodotti strutturali a base costante in cui la fibratura decorre sostanzialmente in direzione dell'elemento. Si assume che la direzione di uno solo dei suoi assi principali

Asse dell'elemento
Legenda
Direzione della fibratura



Trazione parallela alla fibratura
(1) P Deve essere soddisfatta la seguente espressione

6.1.2



Nelle travi curve e centinate, la zona di colmo si estende al di sopra delle parti curve della trave

Resistenze di ancoraggio della piastra
(1) Si raccomanda che la resistenza caratteristica di ancoraggio per singola piastra $f_{a,n,k}$ sia derivata tramite prove, oppure calcolata da:

$$f_{a,n,k} = \max \left\{ \begin{aligned} & f_{a,n,k} - k_{1,0} - k_{1,90} - k_{1,45} \sin(\max(\alpha, \beta)) \\ & f_{a,n,k} - k_{1,0} - k_{1,90} - k_{1,45} \sin(\max(\alpha, \beta)) \end{aligned} \right\} \quad (8.42)$$

$$f_{a,n,k} = k_{1,0} - k_{1,90} - k_{1,45} \sin(\max(\alpha, \beta)) \quad \text{per } 45 < \beta \leq 90^\circ \quad (8.43)$$

Si raccomanda che le costanti $k_1, k_{1,0}, k_{1,90}$ quando $\alpha \leq 45^\circ$ e $\beta \leq 90^\circ$ siano conformi alla EN 14545 per l'ancoraggio per piastra, parallelamente alla fibratura.



3

DATI TECNICI E DIMENSIONALI

Baricentro della parte fissata della vite nell'elemento



travata da β in (max(α, β)) per $\beta \leq 45^\circ$ oppure per $45 < \beta \leq 90^\circ$ (8.43)

ancoraggio per piastra, parallelamente alla base di proiezione della piastra fornita

3 DATI TECNICI E DIMENSIONALI

3.1 Mezzi di unione

3.1.1 Chiodo ad aderenza migliorata EFG CSP

I chiodi ad aderenza migliorata trattati sono i chiodo EFG CSP A, del tipo sfusi disponibili in varie lunghezze e il chiodo EFG CSP K, del tipo in stecca, disponibile in un'unica misura.

Entrambe le tipologie sono costituite di acciaio non legato G46 secondo SAE1010 (equivalente ad acciaio non legato secondo EN10016-2:1996) con resistenza minima 600 N/mm².

Il prodotto è sottoposto a un trattamento superficiale di zincatura elettrolitica secondo ISO 2081 valida per la classe di servizio 1 secondo l'Eurocodice 5.

Di seguito sono illustrate le proprietà geometriche e meccaniche (per un maggiore dettaglio, si demanda alla corrispondente scheda tecnica del prodotto).

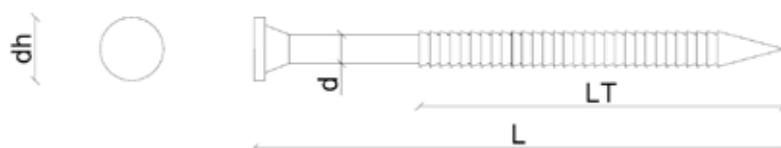


Tabella 3-1: proprietà geometriche secondo EN-14592:2009+A1:2012

Codice articolo	d [mm]	d _h [mm]	L [mm]	L _T * [mm]
CSP A	4,0	8,0	40-100	31-91
CSP K	4,0	8,0	60	51
*L _T = L-9mm				

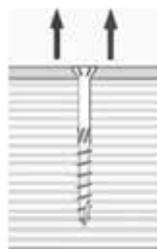
Tabella 3-2: proprietà meccaniche secondo EN-14592:2009+A1:2012

Codice articolo	d [mm]	M _{y,k} [Nm]	f _{ax,k} 0° [N/mm ²]	f _{ax,k} 90° [N/mm ²]	f _{head,k} [N/mm ²]	f _{tens,k} [kN]
CSP A	4,0	8,46	6,07	9,02	19,97	8,51
CSP K	4,0	7,24	6,36	-	-	8,82
* ρ _a =350 kg/m ³						

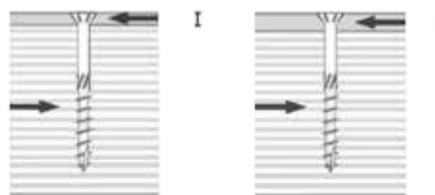
Tabella 3-3: resistenze caratteristiche (chiodi inseriti senza preforo - $\rho_a=350 \text{ kg/m}^3 \text{ es, GL24h}$)

Codice articolo	Dimensioni			Trazione	Taglio (unione a un piano di taglio)			
				acciaio-legno	acciaio sottile - legno		acciaio spesso - legno	
	d	L	L _T	R _{ax,k} *	t _{fix}	R _{ax,k}	t _{fix}	R _{ax,k}
	[mm]	[mm]	[mm]	[kN]	[mm]	[kN]	[mm]	[kN]
CSP A	4,0	40	31	1,12	2,0	1,25	4,0	1,83
	4,0	50	41	1,48	2,0	1,51	4,0	2,19
	4,0	60	51	1,84	2,0	1,82	4,0	2,38
	4,0	75	66	2,38	2,0	1,95	4,0	2,51
	4,0	100	91	3,28	2,0	2,03	4,0	2,74
CSP K	4,0	60	51	1,30	2,0	1,53	4,0	2,05

* I valori di R_{ax,k} sono stati calcolati seguendo quanto indicato in EC-5, le ETA di prodotto relative a staffe e piastre possono prescrivere relazioni diverse



Trazione



Taglio

3.1.2 Vite per staffe EFG V49A

Le viti appositamente conformate per il fissaggio delle staffe al legno sono le EFG V49A, viti a testa cilindrica ridotta e collarina con punta autoforante.

Le viti sono costituite di acciaio non legato con caratteristiche uguali o superiori alle prescrizioni della normativa EN-14592:2009+A1:2012, Il prodotto è sottoposto a un trattamento superficiale di zincatura elettrolitica secondo ISO 2081 valida per la classe di servizio 1 secondo l'Eurocodice 5.

Di seguito sono illustrate le proprietà geometriche e meccaniche (per un maggiore dettaglio, si demanda alla corrispondente scheda tecnica del prodotto).

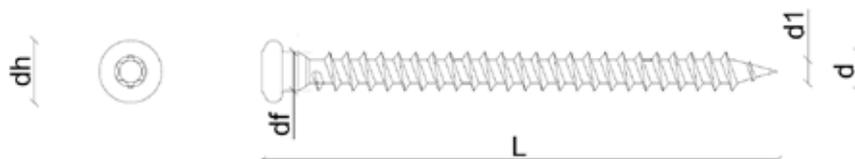


Tabella 3-4: proprietà geometriche secondo EN-14592:2009+A1:2012

Codice articolo	d [mm]	L [mm]	d ₁ [mm]	d _h [mm]	d _r [mm]	Inserto
V49A	5,0	25-70	3,9	7,0	4,9	T 20

Tabella 3-5: proprietà meccaniche secondo EN-14592:2009+A1:2012

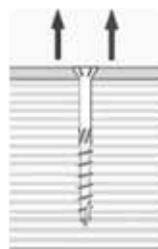
Codice articolo	d [mm]	M _{y,k} [Nm]	f _{ax,k} [N/mm ²]	f _{head,k} [N/mm ²]	f _{tens,k} [kN]
V49A	5,0	5,9	12,1	12,0	7,9

* ρ_a = 350 kg/m³

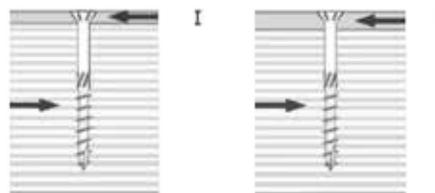
Tabella 3-6: resistenze caratteristiche (chiodi inseriti senza preforo - ρ_a=350 kg/m³ es, GL24h)

Codice articolo	Dimensioni			Trazione	Taglio (unione a un piano di taglio)			
				acciaio-legno	acciaio sottile - legno		acciaio spesso - legno	
	d [mm]	L [mm]	L _T [mm]	R _{ax,k} * [kN]	t _{fix} [mm]	R _{ax,k} [kN]	t _{fix} [mm]	R _{ax,k} [kN]
V49A	5,0	25	16	0,61	2,0	0,95	4,0	1,42
	5,0	35	26	0,98	2,0	1,36	4,0	1,83
	5,0	40	31	1,17	2,0	1,56	4,0	2,05
	5,0	50	41	1,55	2,0	1,65	4,0	2,18
	5,0	60	51	1,93	2,0	1,75	4,0	2,27
	5,0	70	61	2,31	2,0	1,84	4,0	2,37

* I valori di R_{ax,k} sono stati calcolati seguendo quanto indicato in EC-5, le ETA di prodotto relative a staffe e piastre possono prescrivere relazioni diverse



Trazione



Taglio

3.2 Nastri forati

3.2.1 Nastro forato EFG

I nastri forati trattati sono EFG N01, EFG N02 ed EFG N03, che differiscono tra loro per lo spessore della lamiera. Tutti i prodotti sono costituiti in acciaio SD 250 GD e protetti dalla corrosione da una zincatura Z275 (circa 20 μm).

Di seguito sono illustrate le proprietà geometriche e meccaniche (per un maggiore dettaglio, si domanda alla corrispondente scheda tecnica del prodotto e ai disegni dettagliati alla fine del manuale).



Tabella 3-7: proprietà geometrico meccaniche secondo EN 14545:2008

Codice articolo	L [mm]	B [mm]	t [mm]	$f_{u,k}$ [N/mm ²]
N01	50000	40	1,5	420
	50000	60		
	25000	80		
N02	50000	40	2,0	330
	50000	60		
	25000	80		
N03	50000	40	3,0	330

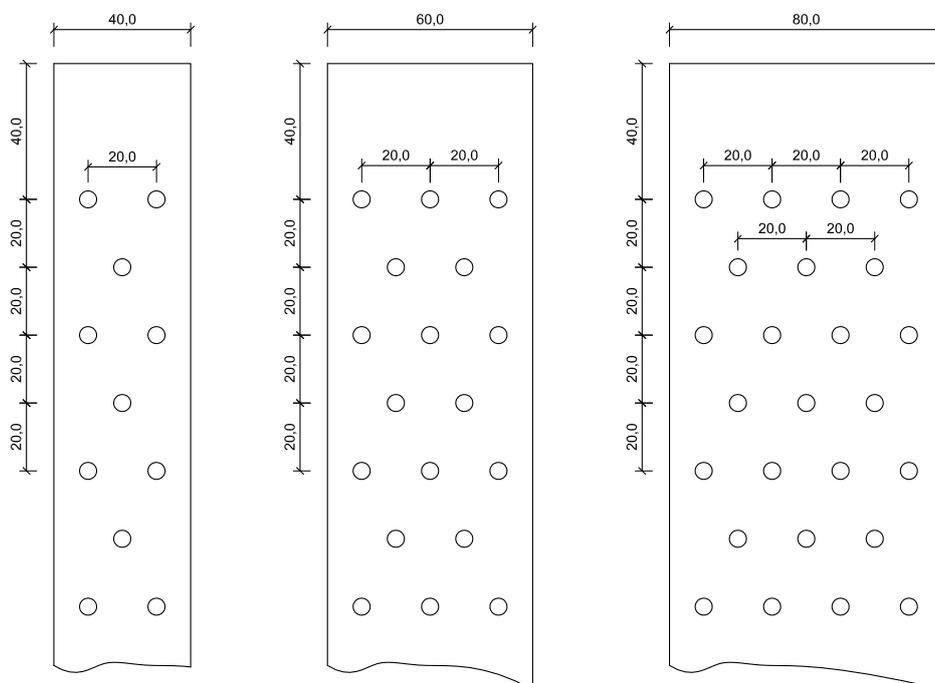


Figura 3-1 Nastro forato EFG N01, EFG N02, EFG N03

3.3 Piastre e bande forate

3.3.1 Piastra liscia forata EFG P01

Le piastra forate EFG P01 sono dei prodotti adatti al collegamento tra loro di elementi lignei, sono costituite in acciaio SD 250 GD e protette dalla corrosione da una zincatura Z275 (circa 20 µm).

Di seguito sono illustrate le proprietà geometriche e meccaniche (per un maggiore dettaglio, si domanda alla corrispondente scheda tecnica del prodotto e ai disegni dettagliati alla fine del manuale).



Tabella 3-8: proprietà geometriche meccaniche secondo EN 14545:2008

Codice articolo	B [mm]	L [mm]	t [mm]	$f_{u,k}$ [N/mm ²]
P01	40	60	2,0	330
		80		
		100		
		120		
		160		
		200		
	60	140		
		200		
		240		
	80	200		
		240		
		300		
	100	140		
		200		
		240		
		300		
		400		
		500		
	120	200		
		240		
300				
140	400			
200	300			

3.3.2 Banda forata EFG P02

Le bande forate EFG P02 sono dei prodotti adatti al collegamento tra loro di elementi lignei, sono costituite in acciaio SD 250 GD e protette dalla corrosione da una zincatura Z275 (circa 20 μm),

Di seguito sono illustrate le proprietà geometriche e meccaniche (per un maggiore dettaglio, si domanda alla corrispondente scheda tecnica del prodotto e ai disegni dettagliati alla fine del manuale),



Tabella 3-9: proprietà geometrico meccaniche secondo EN 14545:2008

Codice articolo	B [mm]	L [mm]	t [mm]	$f_{u,k}$ [N/mm ²]
P02	40	1200	2,0	330
	60			
	80			
	100			
	120			
	140			
	160			
	180			
	200			
	220			
	240			
	260			
	280			
300				

3.3.3 Piastra liscia forata EFG PB

La piastra forata EFG PB è un prodotto adatto al collegamento tra loro di elementi lignei, o tra legno e calcestruzzo è costituita in acciaio SD 250 GD e protetta dalla corrosione da una zincatura Z275 (circa 20 µm).

Di seguito sono illustrate le proprietà geometriche e meccaniche (per un maggiore dettaglio, si domanda alla corrispondente scheda tecnica del prodotto e ai disegni dettagliati alla fine del manuale).



Tabella 3-10: proprietà geometrico meccaniche secondo EN 14545:2008

Codice articolo	L [mm]	B [mm]	t [mm]	fori				f _{u,k} [N/mm ²]
				φ 11	φ 13	φ 5	φ 7	
PB	95	34	2,5	2	-	8	-	330
	180	40	3,0	4	-	16	-	
	135	55	2,5	2	-	20	-	
	175	65	2,5	-	2	16	12	
	200	90	3,0	-	4	31	-	

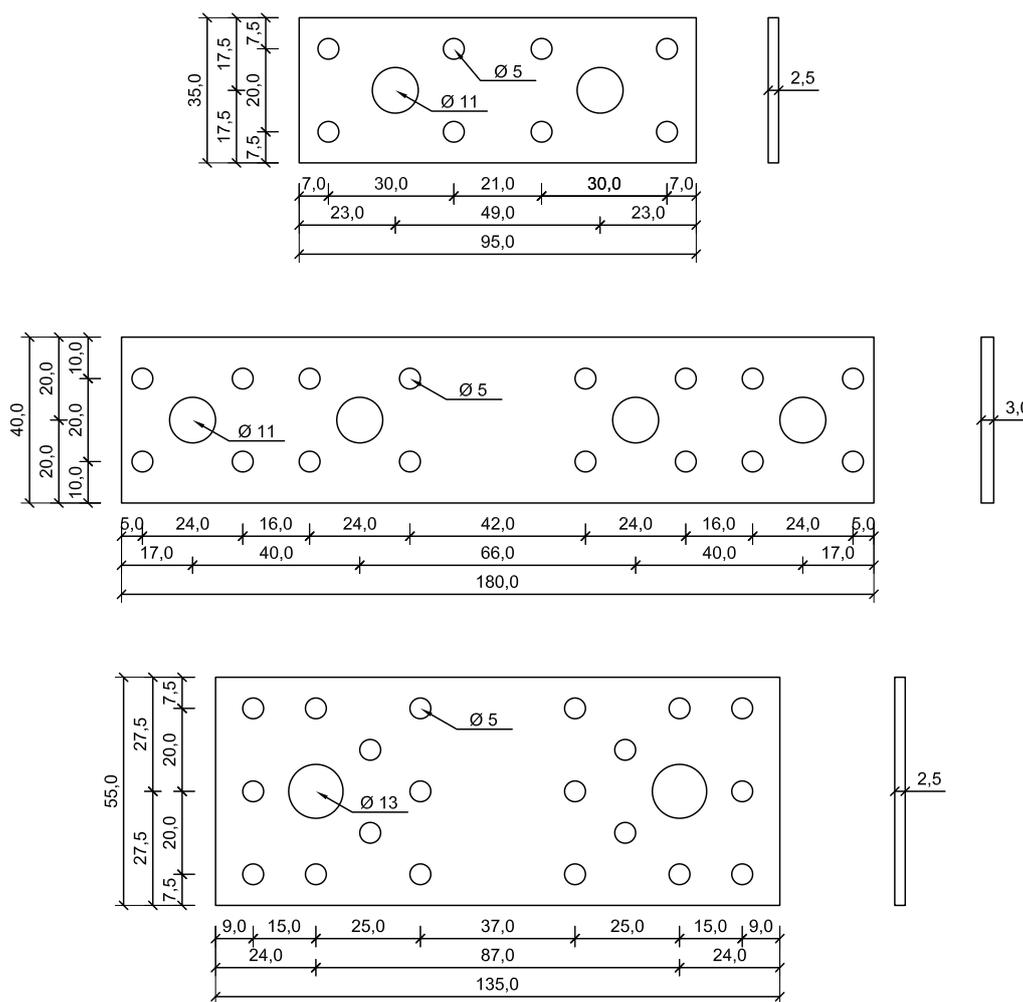


Figura 3-2 Piastre forate EFG PB

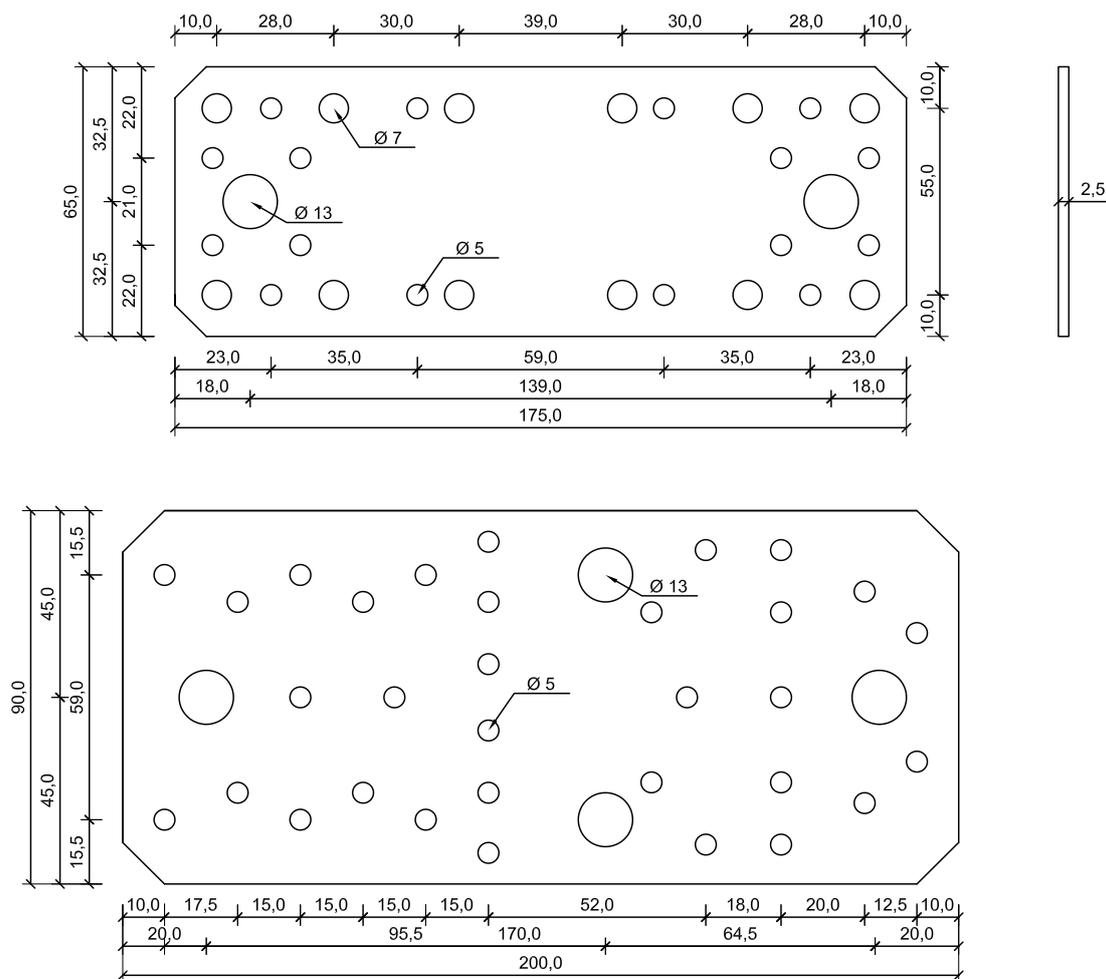


Figura 3-3 Piastre forate EFG PB

3.3.4 Piastre lisce forate EFG PTA

La piastra liscia forata EFG PTA è un prodotto adatto al collegamento tra legno e calcestruzzo per azioni taglianti. E' realizzata in acciaio SD 250 GD e protetta dalla corrosione da una zincatura Z275 (circa 20 µm).

Di seguito sono illustrate le proprietà geometriche e meccaniche (per un maggiore dettaglio, si domanda alla corrispondente scheda tecnica del prodotto e ai disegni dettagliati alla fine del manuale).

Tabella 3-11: proprietà geometrico meccaniche secondo EN 14545:2008

Codice articolo	L [mm]	B [mm]	t [mm]	fori			$f_{y,k}$ [N/mm ²]	$f_{u,k}$ [N/mm ²]
				φ 13	φ 14	φ 5		
PTA*	214	200	3	3	-	30	300	400
PTA	220	200	3	-	3	30	300	400

* Prodotto in esaurimento

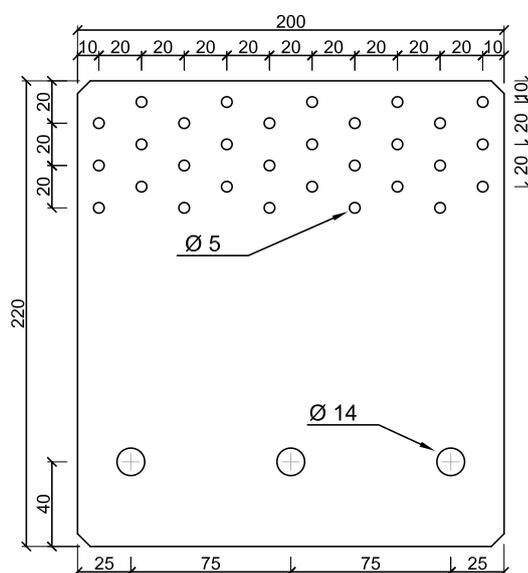


Figura 3-4 Piastra forata EFG PTA

3.3.5 Piastre lisce forate EFG PTR

Le piastre lisce forate EFG PTR sono prodotti adatti al collegamento tra legno e calcestruzzo per sforzi di trazione. Sono realizzate in acciaio SD 250 GD e protette dalla corrosione da una zincatura Z275 (circa 20 μm).

Di seguito sono illustrate le proprietà geometriche e meccaniche (per un maggiore dettaglio, si domanda alla corrispondente scheda tecnica del prodotto e ai disegni dettagliati alla fine del manuale).

Tabella 3-12: proprietà geometrico meccaniche secondo EN 14545:2008

Codice articolo	L [mm]	B [mm]	t [mm]	fori			$f_{y,k}$ [N/mm ²]	$f_{u,k}$ [N/mm ²]
				ϕ 17	ϕ 18	ϕ 5		
PTR*	440	60	3	1	-	18	300	400
	540	140	3	2	-	50	300	400
PTR	460	60	3	-	1	20	300	400
	545	140	3	-	2	50	300	400

* Prodotto in esaurimento

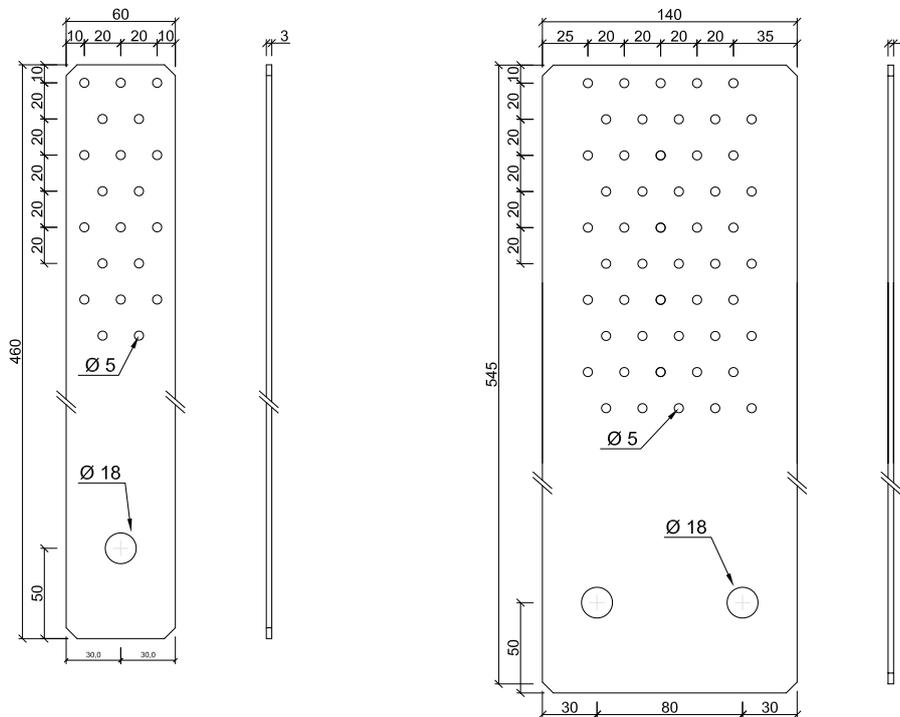


Figura 3-5 Piastre forate EFG PTR

3.4 Staffe angolari

3.4.1 Angolare nervato EFG A04

L'angolare EFG A04 è una staffa metallica zincata dotata di nervatura, ottenuta mediante piegatura a freddo, impiegabile per una connessione legno-legno o legno-calcestruzzo. È costituita in acciaio DX 51 D e è protetta dalla corrosione da una zincatura Z275 (circa 20 µm). Il fissaggio della staffa al legno è previsto mediante chiodi o viti, mentre l'ancoraggio al calcestruzzo è costituito da un tassello adeguatamente dimensionato.

L'angolare ha uno spessore di 3,0 mm ed è disponibile in due misure.

Di seguito sono illustrate le proprietà geometriche principali, (per un maggiore dettaglio, si demanda ai corrispondenti disegni tecnici).

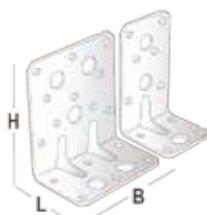


Tabella 3-13: proprietà geometriche secondo ETA-09/0134

Codice articolo	H [mm]	L [mm]	B [mm]	T [mm]	fori	
					φ 13	φ 5
A04	90	48	76	3,0	5	16
	90	48	116	3,0	6	25

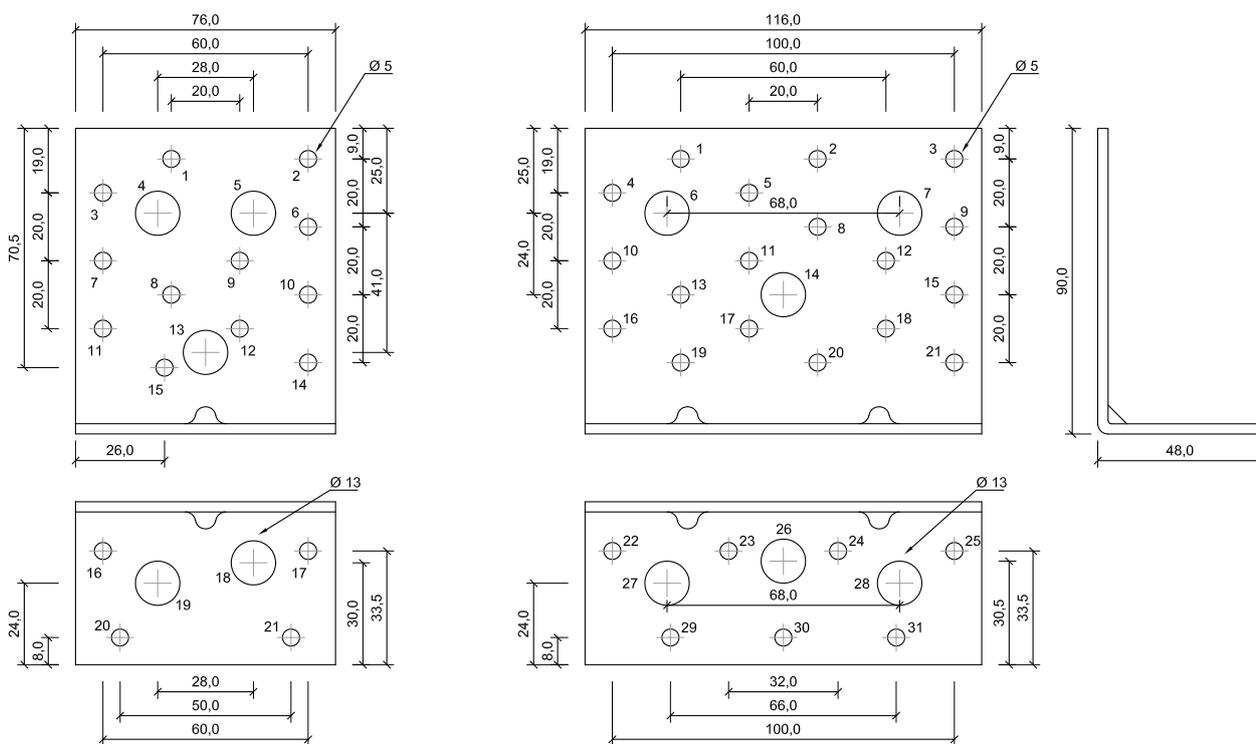


Figura 3-6 Angolare nervato EFG A04

Mantenendo la simbologia adottata al capitolo 1.7.1.5, si propongono di seguito le caratteristiche resistenziali relative a questo prodotto. I dati di impiego disponibili sono relativi al tipo di fissaggio legno-legno, i connettori usati sono chiodi ad aderenza migliorata e viti per staffe (per un maggiore dettaglio, si demanda alla corrispondente norma di prodotto).

Tabella 3-14: proprietà meccaniche secondo ETA-09/0134 relative al fissaggio con chiodi

Articolo A04 90x48x76	Angolare singolo	Fissaggio tipo colonna/arcareccio	Chiodi: 4x40
Chiodi necessari: 16*		Posizione chiodi: 1,2,3,6,7,8,9,10,11,12 16,17,20,21*	
F ₁	F _{1,k,legno} = 1,01 kN	nell'ipotesi di e ₁ = 0 mm	
	F _{1,k,acciaio} = 3,02 kN		
	*Fissaggio tipo colonna non sono occupate le posizioni 4,5,13,18,19 ma si adottano stessi F _{1,k}		
F _{2/3}	F _{2/3,k,legno} = 3,36 kN	Δs = 54,0 mm	
F _{4/5}	Valore non disponibile		
Articolo A04 90x48x76	Angolare doppio	Fissaggio tipo colonna/arcareccio	Chiodi: 4x40
Chiodi necessari: 32*		Posizione chiodi: 1,2,4,5,6,7,8,9,12,13,16,17,21,22*	
F ₁	F _{1,k,legno} = 2,01 kN	nell'ipotesi di e ₁ = 0 mm	
	F _{1,k,acciaio} = 6,04 kN		
	*Fissaggio tipo colonna non sono occupate le posizioni 4,5,13,18,19 ma si adottano stessi F _{1,k}		
F _{2/3}	F _{2/3,k,legno} = 6,73 kN	Δs = 54,0 mm	
F _{4/5}	F _{4/5,k,legno} = 7,26 kN	nell'ipotesi che la forza sia applicata all'estremità dell'ala verticale dell'angolare	
	F _{4/5,k,acciaio} = 8,49 kN		

Tabella 3-15: proprietà meccaniche secondo ETA-09/0134 relative al fissaggio con chiodi

Articolo A04 90x48x116	Angolare singolo	Fissaggio tipo colonna/arcareccio	Chiodi: 4x40
Chiodi necessari: 22*		Posizione chiodi: 1,2,3,4,5,8,9,10,11,12,13,15,16,17,18 22,23,24,25,29,30,31	
F ₁	F _{1,k,legno} = 2,01 kN	nell'ipotesi di e ₁ = 0 mm	
	F _{1,k,acciaio} = 4,39 kN		
	*Nel fissaggio a colonna non sono occupate le posizioni 10,11,12,13,15,16,17,18 ma si adottano stessi F _{1,k}		
F _{2/3}	F _{2/3,k,legno} = 6,80 kN	Δs = 55,6 mm	
F _{4/5}	Valore non disponibile		
Articolo A04 90x48x116	Angolare doppio	Fissaggio tipo colonna/arcareccio	Chiodi: 4x40
Chiodi necessari: 44*		Posizione chiodi: 1,2,4,5,6,7,8,9,12,13,16,17,21,22*	
F ₁	F _{1,k,legno} = 4,03 kN	nell'ipotesi di e ₁ = 0 mm	
	F _{1,k,acciaio} = 8,79 kN		
	*Fissaggio tipo colonna non sono occupate le posizioni 4,5,13,18,19 ma si adottano stessi F _{1,k}		
F _{2/3}	F _{2/3,k,legno} = 13,6 kN	Δs = 55,6 mm	
F _{4/5}	F _{4/5,k,legno} = 11,39 kN	nell'ipotesi che la forza sia applicata all'estremità dell'ala verticale dell'angolare	
	F _{4/5,k,acciaio} = 13,07 kN		

3.4.2 Angolare EFG A15

L'angolare EFG A04 è una staffa metallica zincata non nervata, ottenuta mediante piegatura a freddo, impiegabile per una connessione legno-legno o legno-calcestruzzo. È costituita in acciaio DX 51 D e è protetta dalla corrosione da una zincatura Z275 (circa 20 µm). Il fissaggio della staffa al legno è previsto mediante chiodi o viti, mentre l'ancoraggio al calcestruzzo è costituito da un tassello adeguatamente dimensionato.

L'angolare ha uno spessore di 2,5 mm ed è disponibile in due misure.

Di seguito sono illustrate le proprietà geometriche principali, (per un maggiore dettaglio, si demanda ai corrispondenti disegni tecnici).

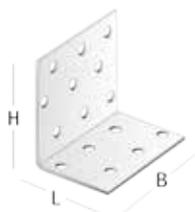


Tabella 3-16: proprietà geometriche secondo ETA-09/0134

Codice articolo	H [mm]	L [mm]	B [mm]	T [mm]	Fori
					φ 5
A15	100	100	80	2,5	40
	100	100	100	2,5	50

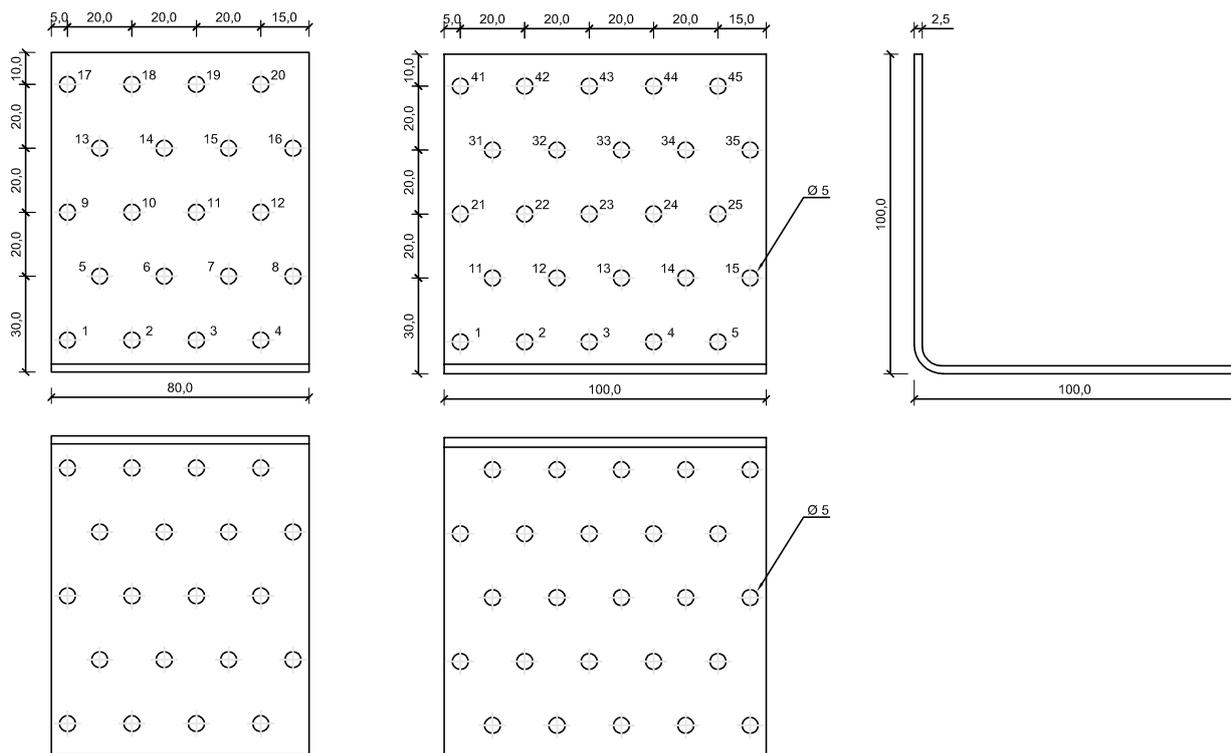


Figura 3-7 Angolare nervato EFG A04

Mantenendo la simbologia adottata al capitolo 1.7.1.5, si propongono di seguito le caratteristiche resistenziali relative a questo prodotto. Il dati di impiego disponibili sono relativi al tipo di fissaggio legno-legno, i connettori usati sono chiodi ad aderenza migliorata (per un maggiore dettaglio, si demanda alla corrispondente norma di prodotto).

Tabella 3-17: proprietà meccaniche secondo ETA-09/0133 relative al fissaggio con chiodi

Articolo A15 100x100x80	Angolare singolo	Fissaggio tipo colonna/arcareccio	Chiodi: 4x40
Chiodi necessari: 36		Posizione chiodi: tutti i fori tranne 1,2,3,4	
F ₁	F _{1,k,legno} = 2,72 kN	nell'ipotesi di e ₁ = 0 mm	
	F _{1,k,acciaio} = 2,77 kN		
F _{2/3}	F _{2/3,k,legno} = 9,27 kN	Δs = non disponibile	
F _{4/5}	Valore non disponibile		

Articolo A15 100x100x80	Angolare doppio	Fissaggio tipo colonna/arcareccio	Chiodi: 4x40
Chiodi necessari: 36		Posizione chiodi: tutti i fori tranne 1,2,3,4	
F ₁	F _{1,k,legno} = 5,44 kN	nell'ipotesi di e ₁ = 0 mm	
	F _{1,k,acciaio} = 5,53 kN		
F _{2/3}	F _{2/3,k,legno} = 18,5 kN	Δs = 54,0 mm	
F _{4/5}	440	nell'ipotesi che la forza sia applicata all'estremità dell'ala verticale dell'angolare	
	F _{4/5,k,acciaio} = 5,74kN		

Tabella 3-18: proprietà meccaniche secondo ETA-09/0133 relative al fissaggio con chiodi

Articolo A15 100x100x100	Angolare singolo	Fissaggio tipo colonna/arcareccio	Chiodi: 4x40
Chiodi necessari: 45		Posizione chiodi: tutti i fori tranne 1,2,3,4,5	
F ₁	F _{1,k,legno} = 3,40 kN	nell'ipotesi di e ₁ = 0 mm	
	F _{1,k,acciaio} = 3,46 kN		
F _{2/3}	F _{2/3,k,legno} = 15,2 kN	Δs = non disponibile	
F _{4/5}	Valore non disponibile		

Articolo A15 100x100x100	Angolare doppio	Fissaggio tipo colonna/arcareccio	Chiodi: 4x40
Chiodi necessari: 45		Posizione chiodi: tutti i fori tranne 1,2,3,4,5	
F ₁	F _{1,k,legno} = 6,80 kN	nell'ipotesi di e ₁ = 0 mm	
	F _{1,k,acciaio} = 6,91 kN		
F _{2/3}	F _{2/3,k,legno} = 30,4kN	Δs = 55,6 mm	
F _{4/5}	F _{4/5,k,legno} = 14,53 kN	nell'ipotesi che la forza sia applicata all'estremità dell'ala verticale dell'angolare	
	F _{4/5,k,acciaio} = 7,55 kN		

3.4.3 Angolare nervato EFG A70N

L'angolare EFG A70N è una staffa metallica zincata dotata nervatura, ottenuta mediante piegatura a freddo, impiegabile per una connessione legno-legno o legno-calcestruzzo. È costituita in acciaio DX 51 D e è protetta dalla corrosione da una zincatura Z275 (circa 20 µm). Il fissaggio della staffa al legno è previsto mediante chiodi o viti, mentre l'ancoraggio al calcestruzzo è costituito da un tassello adeguatamente dimensionato.

L'angolare ha uno spessore di 2,5 mm ed è disponibile in un'unica misura.

Di seguito sono illustrate le proprietà geometriche principali, (per un maggiore dettaglio, si demanda ai corrispondenti disegni tecnici).

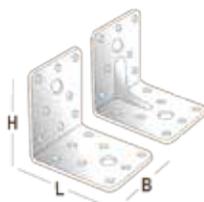


Tabella 3-19: proprietà geometriche secondo ETA-09/0134

Codice articolo	H [mm]	L [mm]	B [mm]	T [mm]	fori	
					φ 13	φ 5
A70N	70	70	55	2,5	2	12

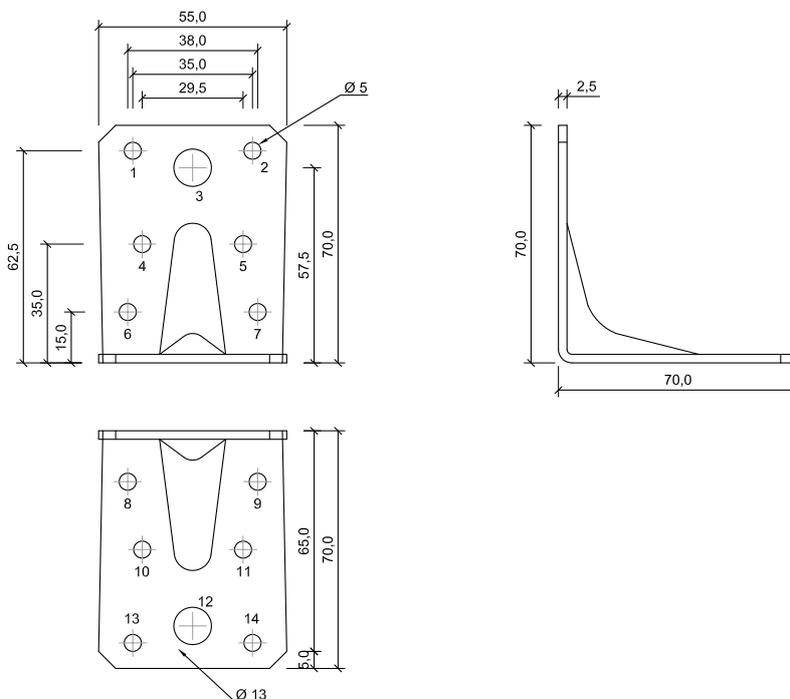


Figura 3-8 Angolare nervato EFG A70N

Mantenendo la simbologia adottata al capitolo 1.7.1.5, si propongono di seguito le caratteristiche resistenziali relative a questo prodotto. I dati di impiego disponibili sono relativi al tipo di fissaggio legno-legno, i connettori usati sono chiodi ad aderenza migliorata e viti per staffe (per un maggiore dettaglio, si demanda alla corrispondente norma di prodotto).

Tabella 3-20: proprietà meccaniche secondo ETA-09/0134 relative al fissaggio con chiodi

Articolo A70N	Angolare singolo	Fissaggio tipo colonna/ arcareccio	Chiodi: 4x40
Chiodi necessari: 10*		Posizione chiodi: 1,2,4,5,8,9,10,11,13,14*	
F ₁	F _{1,k,legno} = 1,17 kN	nell'ipotesi di e ₁ = 0 mm	
	F _{1,k,acciaio} = 3,37 kN		
*Con fissaggio tipo colonna non sono occupate le posizioni 4,5 ma si adottano gli stessi F _{1,k}			
F _{2/3}	F _{2/3,k,legno} = 2,77 kN	Δs = 31,8 mm	

F ₄	F _{4,k,legno} = 6,13 kN	nell'ipotesi che la forza sia applicata all'estremità dell'ala verticale dell'angolare	
	F _{4,k,acciaio} = 4,52 kN		
F ₅	F _{5,k,legno} = 1,59 kN	nell'ipotesi che la forza sia applicata all'estremità dell'ala verticale dell'angolare	
	F _{5,k,acciaio} = 1,76 kN		
Articolo A70N	Angolare doppio	Fissaggio tipo colonna/arcareccio	Chiodi: 4x40
Chiodi necessari: 16*		Posizione chiodi: 1,2,4,5,8,9,10,11,13,14*	
F ₁	F _{1,k,legno} = 1,17 kN	nell'ipotesi di e ₁ = 0 mm	
	F _{1,k,acciaio} = 3,37 kN		
*Con fissaggio tipo colonna non sono occupate le posizioni 4,5 ma si adottano gli stessi F _{1,k}			
F _{2/3}	F _{2/3,k,legno} = 2,77 kN	Δs = 31,8 mm	
F _{4/5}	F _{4/5,k,legno} = 6,13 kN	nell'ipotesi che la forza sia applicata all'estremità dell'ala verticale dell'angolare	
	F _{4/5,k,acciaio} = 6,10 kN		

3.4.4 Angolare nervato EFG A90N

L'angolare EFG A90N è una staffa metallica zincata dotata nervatura, ottenuta mediante piegatura a freddo, impiegabile per una connessione legno-legno o legno-calcestruzzo. È costituita in acciaio DX 51 D e è protetta dalla corrosione da una zincatura Z275 (circa 20 μm). Il fissaggio della staffa al legno è previsto mediante chiodi o viti, mentre l'ancoraggio al calcestruzzo è costituito da un tassello adeguatamente dimensionato.

L'angolare ha uno spessore di 2,5 mm ed è disponibile in un'unica misura.

Di seguito sono illustrate le proprietà geometriche principali, (per un maggiore dettaglio, si demanda ai corrispondenti disegni tecnici).

Tabella 3-21: proprietà geometriche secondo ETA-09/0134

Codice articolo	H [mm]	L [mm]	B [mm]	T [mm]	fori	
					φ 13	φ 5
A90N	90	90	65	2,5	2	20

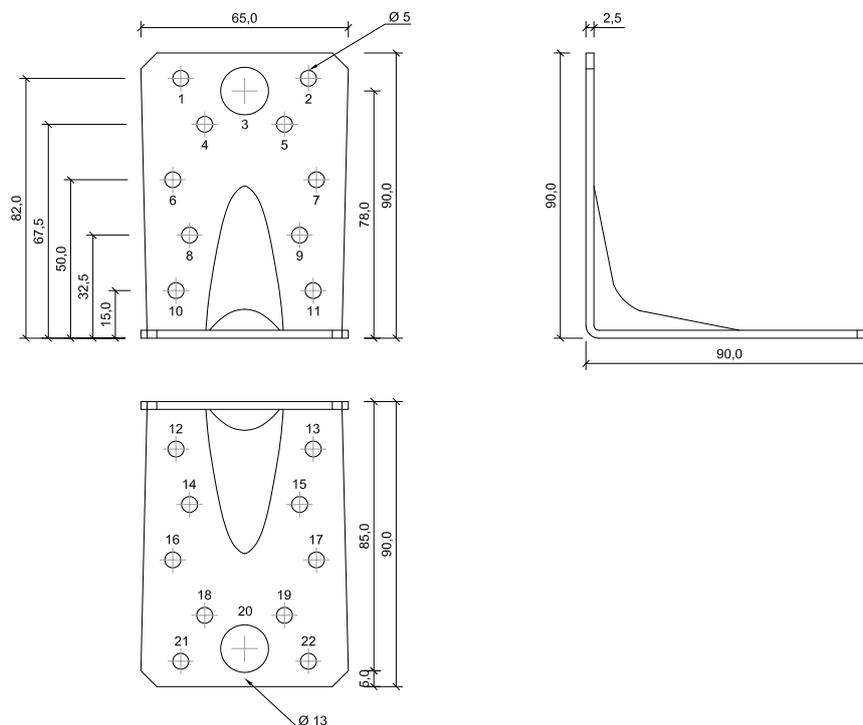
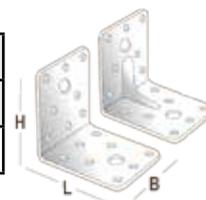


Figura 3-9 Angolare nervato EFG A90N

Tabella 3-22: proprietà meccaniche secondo ETA-09/0134 relative al fissaggio con chiodi

Articolo A90N	Angolare singolo	Fissaggio tipo colonna/arcareccio	Chiodi: 4x40
Chiodi necessari: 14*		Posizione chiodi: 1,2,4,5,6,7,8,9,12,13,16,17,21,22*	
F ₁	F _{1,k,legno} = 2,50 kN	nell'ipotesi di e ₁ = 0 mm	
	F _{1,k,acciaio} = 5,98 kN		
F _{2/3}	F _{2/3,k,legno} = 3,72 kN	Δs = 53,4 mm	
F ₄	F _{4,k,legno} = 7,09 kN	nell'ipotesi che la forza sia applicata all'estremità dell'ala verticale dell'angolare	
	F _{4,k,acciaio} = 6,28 kN		
F ₅	F _{5,k,legno} = 2,30 kN	nell'ipotesi che la forza sia applicata all'estremità dell'ala verticale dell'angolare	
	F _{5,k,acciaio} = 2,75 kN		

Articolo A90N	Angolare doppio	Fissaggio tipo colonna/arcareccio	Chiodi: 4x40
Chiodi necessari: 28*		Posizione chiodi: 1,2,4,5,6,7,8,9,12,13,16,17,21,22*	
F ₁	F _{1,k,legno} = 5,00 kN	nell'ipotesi di e ₁ = 0 mm	
	F _{1,k,acciaio} = 11,97 kN		
	*Fissaggio tipo colonna non sono occupate le posizioni 4,5,6,7,8,9 ma si adottano gli stessi F _{1,k}		
F _{2/3}	F _{2/3,k,legno} = 7,43 kN	Δs = 31,8 mm	
F _{4/5}	F _{4/5,k,legno} = 7,09 kN	nell'ipotesi che la forza sia applicata all'estremità dell'ala verticale dell'angolare	
	F _{4/5,k,acciaio} = 8,51 kN		

3.4.5 Angolare nervato EFG A10N

L'angolare EFG A10N è una staffa metallica zincata dotata nervatura, ottenuta mediante piegatura a freddo, impiegabile per una connessione legno-legno o legno-calcestruzzo. È costituita in acciaio DX 51 D e è protetta dalla corrosione da una zincatura Z275 (circa 20 μm). Il fissaggio della staffa al legno è previsto mediante chiodi o viti, mentre l'ancoraggio al calcestruzzo è costituito da un tassello adeguatamente dimensionato.

L'angolare ha uno spessore di 3,0 mm ed è disponibile in un'unica misura.

Di seguito sono illustrate le proprietà geometriche principali, (per un maggiore dettaglio, si demanda ai corrispondenti disegni tecnici).

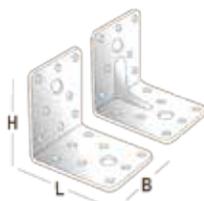


Tabella 3-23: proprietà geometriche secondo ETA-09/0134

Codice articolo	H [mm]	L [mm]	B [mm]	T [mm]	fori	
					φ 13	φ 5
A10N	105	105	90	3,0	4	24

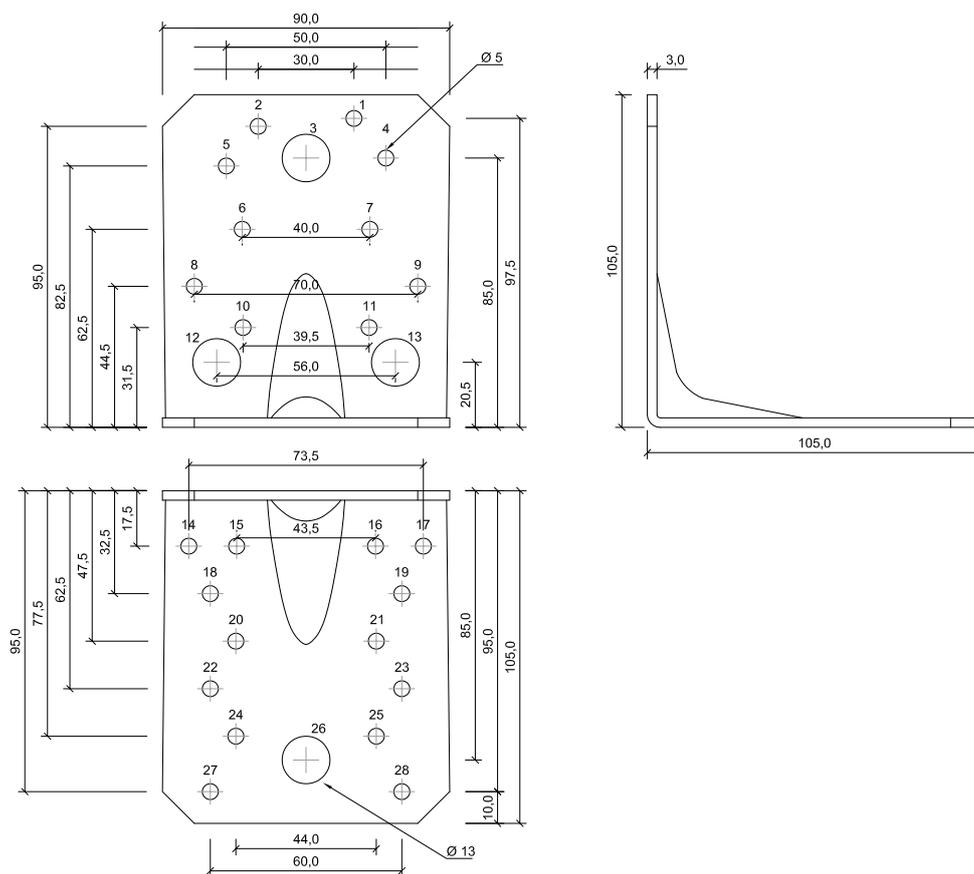


Figura 3-10 Angolare nervato EFG A10N

Mantenendo la simbologia adottata al capitolo 1.7.1.5, si propongono di seguito le caratteristiche resistenziali relative a questo prodotto. I dati di impiego disponibili sono relativi al tipo di fissaggio legno-legno, i connettori usati sono chiodi ad aderenza migliorata e viti per staffe (per un maggiore dettaglio, si demanda alla corrispondente norma di prodotto).

Tabella 3-24: proprietà meccaniche secondo ETA-09/0134 relative al fissaggio con chiodi

Articolo A10N	Angolare singolo	Fissaggio tipo colonna/arcareccio	Chiodi: 4x40
Chiodi necessari: 18*		Posizione chiodi: 1,2,4,5,6,7,8,9,10,11 14,15,16,17,20,21,27,28*	
F_1	$F_{1,k,legno} = 2,51 \text{ kN}$	nell'ipotesi di $e_1 = 0 \text{ mm}$	
	$F_{1,k,acciaio} = 10,14 \text{ kN}$		
	<small>*Fissaggio tipo colonna non sono occupate le posizioni 8,9,10,11 ma si adottano gli stessi $F_{1,k}$</small>		
$F_{2/3}$	$F_{2/3,k,legno} = 5,05 \text{ kN}$	$\Delta s = 56,0 \text{ mm}$	
F_4	$F_{4,k,legno} = 9,87 \text{ kN}$	nell'ipotesi che la forza sia applicata all'estremità dell'ala verticale dell'angolare	
	$F_{4,k,acciaio} = 10,68 \text{ kN}$		
F_5	$F_{5,k,legno} = 2,97 \text{ kN}$	nell'ipotesi che la forza sia applicata all'estremità dell'ala verticale dell'angolare	
	$F_{5,k,acciaio} = 5,42 \text{ kN}$		
Articolo A10N	Angolare doppio	Fissaggio tipo colonna/arcareccio	Chiodi: 4x40
Chiodi necessari: 36*		Posizione chiodi: 1,2,4,5,6,7,8,9,10,11 14,15,16,17,20,21,27,28*	
F_1	$F_{1,k,legno} = 5,01 \text{ kN}$	nell'ipotesi di $e_1 = 0 \text{ mm}$	
	$F_{1,k,acciaio} = 20,3 \text{ kN}$		
	<small>*Fissaggio tipo colonna non sono occupate le posizioni 8,9,10,11 ma si adottano gli stessi $F_{1,k}$</small>		
$F_{2/3}$	$F_{2/3,k,legno} = 10,11 \text{ kN}$	$\Delta s = 56,0 \text{ mm}$	
$F_{4/5}$	$F_{4/5,k,legno} = 9,87 \text{ kN}$	nell'ipotesi che la forza sia applicata all'estremità dell'ala verticale dell'angolare	
	$F_{4/5,k,acciaio} = 15,5 \text{ kN}$		

3.4.6 Angolare nervato EFG A17

L'angolare EFG A17 è una staffa metallica zincata dotata nervatura, ottenuta mediante piegatura a freddo, impiegabile per una connessione legno-legno o legno-calcestruzzo. È costituita in acciaio S 250 GD e è protetta dalla corrosione da una zincatura Z275 (circa 20 µm). Il fissaggio della staffa al legno è previsto mediante chiodi o viti, mentre l'ancoraggio al calcestruzzo è costituito da un tassello adeguatamente dimensionato.

L'angolare ha uno spessore di 3,0 mm ed è disponibile in un'unica misura.

Di seguito sono illustrate le proprietà geometriche principali, (per un maggiore dettaglio, si demanda ai corrispondenti disegni tecnici).



Tabella 3-25: proprietà geometriche secondo ETA-09/0322

Codice articolo	H [mm]	L [mm]	B [mm]	T [mm]	fori	
					φ 13	φ 5
A17	170	95	95	3	9	53

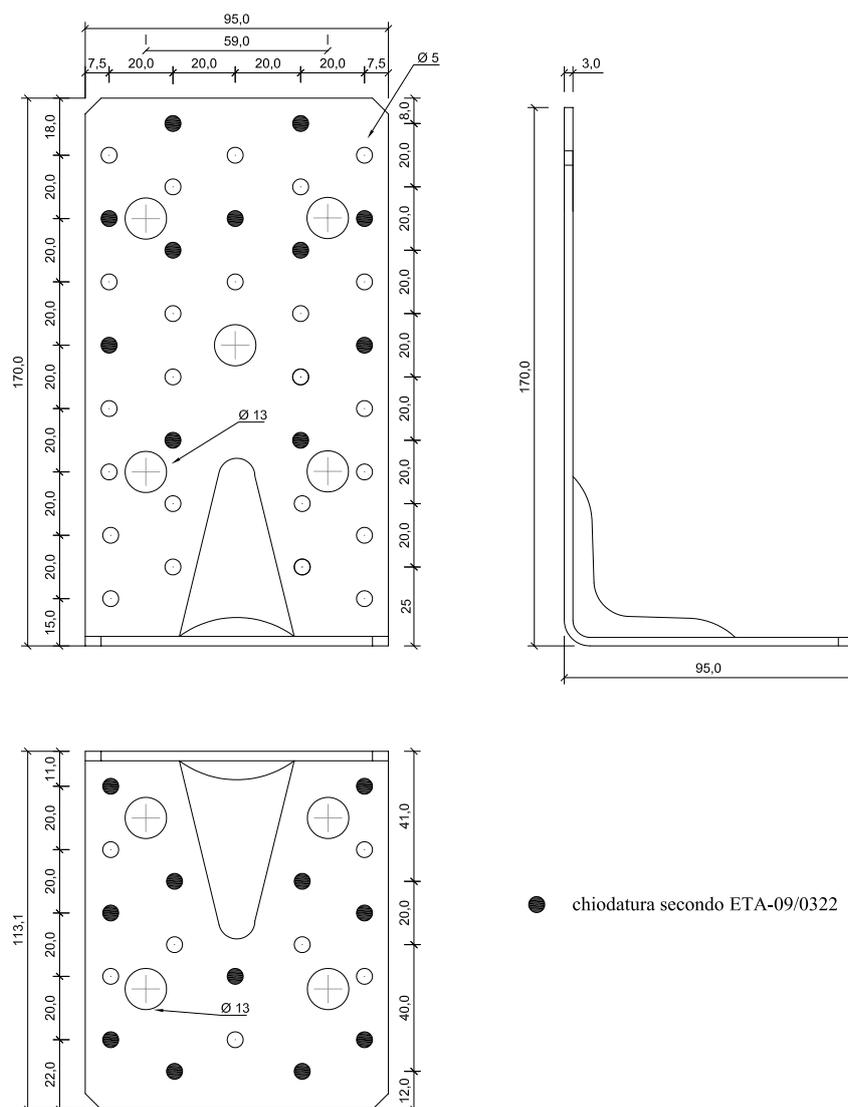


Figura 3-11 Angolare nervato A17

Tabella 3-26: proprietà meccaniche secondo ETA-09/0322 relative al fissaggio con chiodi

Articolo A17	Angolare singolo			Fissaggio tipo colonna/arcareccio			Chiodi: 4x60
Chiodi necessari: 22				Posizione chiodi: fori colorati (vedi disegno)			
F_1	$F_{1,k} = 3,24$ kN			nell'ipotesi di $e_1 = 0$ mm			
$F_{2/3}$	$F_{2/3,k} = 6,33$ kN			$\Delta s = 75,4$ mm			
F_4	e [mm]	0	20	40	60	80	100
	$F_{4,k}$ [kN]	14,9	10,4	5,22	3,48	0,3	0,1
F_5	$F_{5,k} = 2,45$ kN			Per sezioni elemento ligneo $b \times h > 120 \times 180$ mm			

Articolo A17	Angolare doppio			Fissaggio tipo colonna/arcareccio			Chiodi: 4x60
Chiodi necessari: 44				Posizione chiodi: fori colorati (vedi disegno)			
F_1	$F_{1,k} = 6,48$ kN			-			
$F_{2/3}$	$F_{2/3,k} = 12,6$ kN			$\Delta s = 75,4$ mm			
F_5 [kN]	b [mm] → h [mm] ↓	120	160	200	240		
	200	19,4	2,59	3,24	3,89		
	240	16,2	2,16	2,70	3,24		
	280	13,9	1,85	2,31	2,78		
	320	12,1	1,62	2,02	2,43		

Tabella 3-27: proprietà meccaniche secondo ETA-09/0322 relative al fissaggio con viti

Articolo A17	Angolare singolo			Fissaggio tipo colonna/arcareccio			Viti: 5x40
Viti necessarie: 22				Posizione viti: fori colorati (vedi disegno)			
F_1	$F_{1,k} = 6,63$ kN			nell'ipotesi di $e_1 = 0$ mm			
$F_{2/3}$	$F_{2/3,k} = 8,37$ kN			$\Delta s = 65,3$ mm			
F_4	e [mm]	0	20	40	60	80	100
	$F_{4,k}$ [kN]	19,8	16,1	8,03	5,35	0,65	0,29
F_5	$F_{5,k} = 5,39$ kN			Per sezioni elemento ligneo $b \times h > 120 \times 180$ mm			

Articolo A17	Angolare doppio			Fissaggio tipo colonna/arcareccio			Viti: 5x40
Viti necessarie: 44				Posizione viti: fori colorati (vedi disegno)			
F_1	$F_{1,k} = 13,3$ kN			-			
$F_{2/3}$	$F_{2/3,k} = 16,7$ kN			$\Delta s = 65,3$ mm			
F_5 [kN]	b [mm] → h [mm] ↓	120	160	200	240		
	200	3,98	5,31	6,63	7,96		
	240	3,31	4,42	5,53	6,63		
	280	2,84	3,79	4,74	5,68		
	320	2,49	3,32	4,14	4,97		

3.4.7 Angolare nervato EFG AK

L'angolare EFG AK è una staffa metallica zincata dotata di nervatura, ottenuta mediante piegatura a freddo, impiegabile per la connessione di un elemento ligneo a uno in calcestruzzo. È costituita in acciaio DX 51 D / DD 11 e è protetta dalla corrosione da una zincatura Z275 (circa 20 µm). Il fissaggio della staffa al legno è previsto mediante chiodi, mentre l'ancoraggio al calcestruzzo è costituito da un tassello adeguatamente dimensionato.

L'angolare ha uno spessore di 3,5 mm ed è disponibile in tre misure differenti tra loro per la lunghezza del tratto di lamiera fissato al lato dell'elemento in legno.

Di seguito sono illustrate le proprietà geometriche principali, (per un maggiore dettaglio, si demanda ai corrispondenti disegni tecnici).



Tabella 3-28: proprietà geometriche secondo ETA 11-0457

Codice articolo	H [mm]	L [mm]	B [mm]	T [mm]	fori (lato legno)	
					φ 13	φ 5
AK 95	95	85	65	3,5	-	11
AK 135	135	85	65	3,5	1	16
AK 285	285	85	65	3,5	1	28

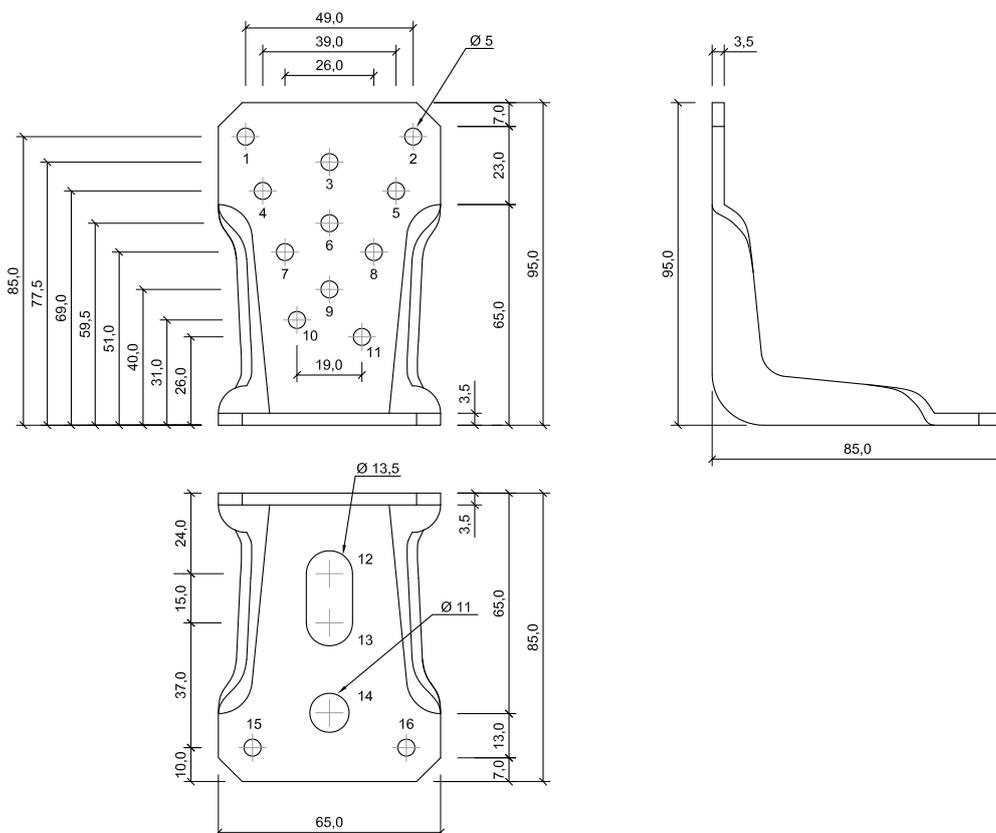


Figura 3-12 Angolare nervato EFG AK

Le caratteristiche resistenziali fornite dal produttore e certificate dalla scheda tecnica di prodotto ETA 11-0457 sono ricavate in conformità alla linea guida ETAG-015. Di seguito sono riportati, in formato tabellare, i valori massimi caratteristici delle forze sollecitanti F1, F2 (o F3), F4 (o F5) esplicabili dal sistema di fissaggio che può essere costituito da un singolo angolare o da due angolari accoppiati. Viene inoltre distinta la possibilità che l'elemento in legno sia disposto con le fibre ortogonali all'elemento in calcestruzzo (colonna) o parallele a quest'ultimo (arcareccio). La specie legnosa alla quale sono riferiti i valori ha una densità caratteristica di 350 kg/m³.

Gli elementi di connessione al lato del legno, sono chiodi ad aderenza migliorata $\phi 4 \times 50$ mm. La disposizione dei chiodi deve essere svolta riempiendo i fori partendo da quelli più lontani alla piegatura.

La posizione del tassello è prevista nel foro asolato e viene distinta come:

- Posizione I, verso l'esterno dell'angolare
- Posizione II, verso l'interno dell'angolare.

La sollecitazione sul tassello è ricavabile moltiplicando i valori di forza relativi al sistema di ancoraggio forniti per il relativo coefficiente $k_{t,\perp}$ o $k_{t,\parallel}$ a seconda che la sollecitazione sia di taglio o di trazione.

Tabella 3-29: Condizione di carico F1, collegamento legno-calcestruzzo, colonna, 1 angolare.

Codice articolo	N° chiodi necessari	Posizione chiodi	Tassello in posizione I			Tassello in posizione II		
			$k_{t,\parallel}$	$F_{1,Rk}$ [kN]		$k_{t,\parallel}$	$F_{1,Rk}$ [kN]	
				Legno	Acciaio		Legno	Acciaio
AK 95	3	3,4,5	2,03	5,62	5,56	1,44	5,62	10,1
AK 135	8	1,2,3,4,5,9,10,11	2,03	15,0	5,56	1,44	15,0	10,1
AK 285	17	1,2,4,5,6,7,8,9,10,11 12,13,15,16,17,18,19	2,03	31,8	5,56	1,44	31,8	10,1

Tabella 3-30: Condizione di carico F1, collegamento legno-calcestruzzo, arcareccio, 1 angolare.

Codice articolo	N° chiodi necessari	Posizione chiodi	Tassello in posizione I			Tassello in posizione II		
			$k_{t,\parallel}$	$F_{1,Rk}$ [kN]		$k_{t,\parallel}$	$F_{1,Rk}$ [kN]	
				Legno	Acciaio		Legno	Acciaio
AK 95	3	3,4,5	2,03	15,0	5,56	1,44	15,0	10,1
AK 135	8	1,2,3,4,5,9,10,11	2,03	24,4	5,56	1,44	24,4	10,1
AK 285	17	1,2,4,5,6,7,8,9,10,11 12,13,15,16,17,18,19	2,03	31,8	5,56	1,44	31,8	10,1

Tabella 3-31: Condizione di carico F2,3, collegamento legno-calcestruzzo, 1 angolare.

Codice articolo	N° chiodi necessari	Posizione chiodi	Tassello in posizione I			Tassello in posizione II		
			$k_{t,\parallel}$	$F_{2/3,Rk}$ [kN]		$k_{t,\parallel}$	$F_{2/3,Rk}$ [kN]	
				Legno	Acciaio		Legno	Acciaio
AK 95	8	1,2,3,4,5,7,8,10	1,00	37,3	1,84	1,00	21,3	2,35
AK 135	13	1,2,3,4,5,7,8,9,10,11 13,14	1,00	37,3	3,28	1,00	21,3	4,07

Tabella 3-32: Condizione di carico F4, tassello in posizione I, collegamento legno-calcestruzzo, 1 angolare.

Codice articolo	N° chiodi necessari	Posizione chiodi	$k_{t,\perp}$	$k_{t,\parallel}$	$F_{4,Rk}$ [kN]	
					Legno	Acciaio
AK 95	8	1,2,3,4,5,7,8,10	1,00	0,14	9,05	6,95
AK 135	13	1,2,3,4,5,7,8,9,10,11, 13,14	1,00	0,10	9,49	6,90

Tabella 3-33: Condizione di carico F5, tassello in posizione II, collegamento legno-calcestruzzo, 1 angolare.

Codice articolo	N° chiodi necessari	Posizione chiodi	$k_{t,\perp}$	$k_{t,\parallel}$	$F_{5,Rk}$ [kN]	
					Legno	Acciaio
AK 95	8	1,2,3,4,5,7,8,10	1,00	1,25	2,72	3,96
AK 135	13	1,2,3,4,5,7,8,9,10,11, 13,14	1,00	1,12	2,92	4,40

Tabella 3-34: Condizione di carico F1, collegamento legno-calcestruzzo, colonna, 2 angolari.

Codice articolo	N° chiodi necessari	Posizione chiodi	Tassello in posizione I			Tassello in posizione II		
			$k_{t,\parallel}$	$F_{1,Rk}$ [kN]		$k_{t,\parallel}$	$F_{1,Rk}$ [kN]	
				Legno	Acciaio		Legno	Acciaio
AK 95	6	3,4,5	0,94	11,2	8,75	0,68	11,2	20,2
AK 135	16	1,2,3,4,5,9,10,11	0,94	30,0	8,75	0,68	30,0	20,2
AK 285	34	1,2,4,5,6,7,8,9,10,11 12,13,15,16,17,18,19	0,94	63,7	8,75	0,68	63,7	20,2

Tabella 3-35: Condizione di carico F1, collegamento legno-calcestruzzo, arcareccio, 2 angolari.

Codice articolo	N° chiodi necessari	Posizione chiodi	Tassello in posizione I			Tassello in posizione II		
			$k_{t,\parallel}$	$F_{1,Rk}$ [kN]		$k_{t,\parallel}$	$F_{1,Rk}$ [kN]	
				Legno	Acciaio		Legno	Acciaio
AK 95	6	3,4,5	1,02	30,0	11,1	0,72	30,0	20,2
AK 135	16	1,2,3,4,5,9,10,11	1,02	48,7	11,1	0,72	48,7	20,2
AK 285	34	1,2,4,5,6,7,8,9,10,11 12,13,15,16,17,18,19	1,02	63,7	11,1	0,72	63,7	20,2

Tabella 3-36: Condizione di carico F4,5, collegamento legno-calcestruzzo, 2 angolari.

Codice articolo	N° chiodi necessari	Posizione chiodi	$k_{t,\perp}$	$k_{t,\parallel}$	$F_{5,Rk}$ [kN]	
					Legno	Acciaio
AK 95	8	1,2,3,4,5,7,8,10	0,70	0,38	9,05	9,95
AK 135	13	1,2,3,4,5,7,8,9,10,11, 13,14	0,69	0,34	9,49	9,97

3.5 Staffe hold down

3.5.1 Hold down EFG AHD

L'hold down EFG AHD è una staffa metallica zincata, ottenuta mediante saldatura, impiegabile per una connessione legno-calcestruzzo. È costituita in acciaio S 255 JR e è protetta dalla corrosione da una zincatura Z275 (circa 20 µm). Il fissaggio della staffa al legno è previsto mediante chiodi o viti, mentre l'ancoraggio al calcestruzzo è costituito da un tassello adeguatamente dimensionato.

La lamiera che lo costituisce ha uno spessore di 3,0 mm. L'hold down è disponibile in quattro misure differenti ed è previsto l'accoppiamento a una rondella appositamente conformata per una miglior ripartizione degli sforzi dove è posizionato il tassello.

Di seguito sono illustrate le proprietà geometriche principali, (per un maggiore dettaglio, si demanda ai corrispondenti disegni tecnici).

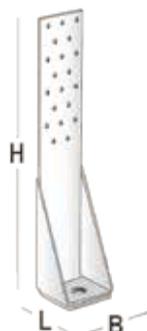


Tabella 3-37: Condizione di carico F4,5, collegamento legno-calcestruzzo, 2 angolari.

Codice articolo	H [mm]	L [mm]	B [mm]	T [mm]	fori		
					φ 17	φ 21	φ 5
AHD 340	340	60	62	3,0	1	0	23
AHD 440	440	60	62	3,0	1	0	32
AHD 540	540	60	62	3,0	1	0	45
AHD 620	620	80	82	3,0	0	1	58



Tabella 3-38: proprietà geometriche della rondella secondo ETA 13-0787

Codice articolo	L [mm]	B [mm]	T [mm]	fori	
				φ 17	φ 21
-	50	58,5	10	1	0
-	70	79	20	0	1

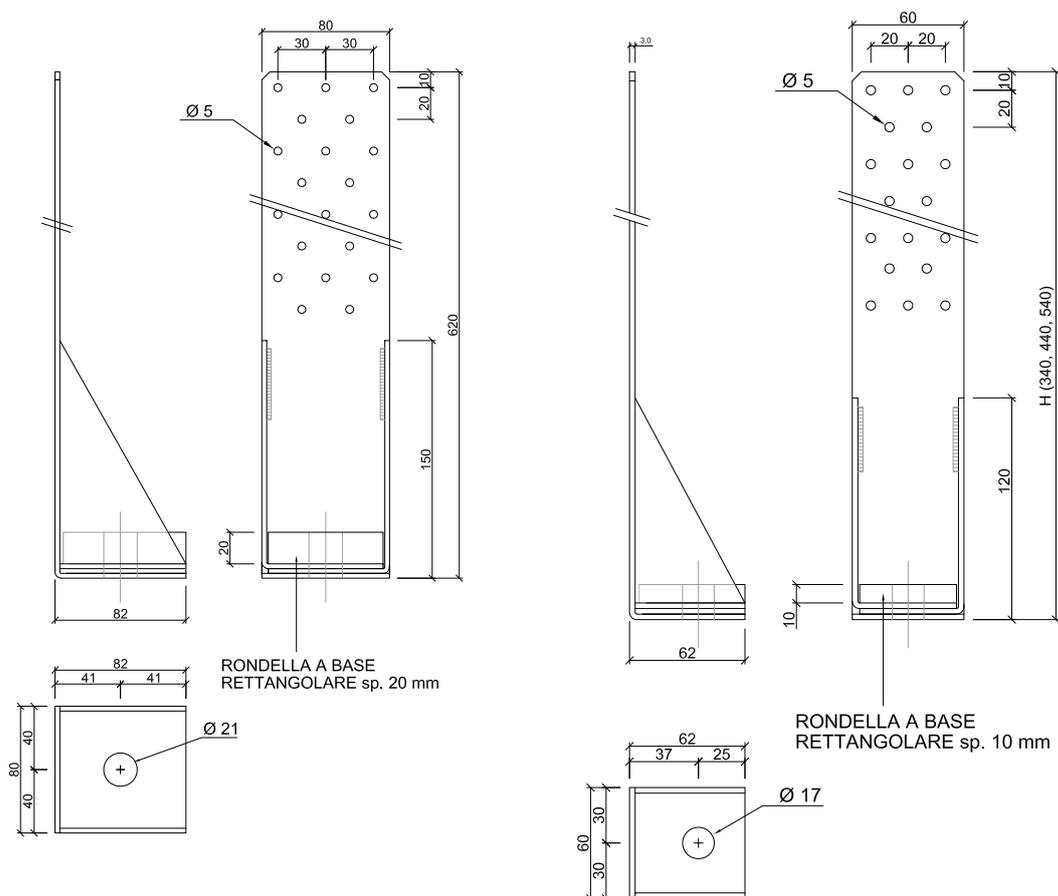


Figura 3-13 Hold down EFG AHD

Le caratteristiche resistenziali fornite dal produttore e certificate dalla scheda tecnica di prodotto ETA 13-0787 sono ricavate in conformità alla linea guida ETAG-015. Come visto precedentemente, l'hold down è sollecitato prevalentemente da una forza di trazione. Di seguito sono tabellati i valori caratteristici forniti dal produttore relativi alla resistenza al lato legno (connessione con viti o chiodi) e al lato acciaio (strappo o limite plastico della lamiera per trazione). Va infine sottolineato l'obbligo secondo ETA 13-0787 dell'applicazione della rondella in corrispondenza della base del dispositivo.

Tabella 3-39:

Numero di chiodi		nef *	Resistenza caratteristica della connessione (legno) [kN]	Resistenza caratteristica della lamiera (acciaio) [kN]
Minimo	Massimo (chiodatura totale)			
10	23	18,3	n _{ef-Fv,Rk} **	45,7
	32	26,1		45,7
	45	32,4		45,7
	55	38,4		66,0

* n_{ef} : numero efficace di chiodi secondo EC-5 sez. 8.1.2

** F_{v,Rk} resistenza laterale caratteristica del singolo mezzo di unione in una connessione acciaio legno a un piano di taglio nel caso di piastra spessa

3.5.2 Hold down EFG AN2

L'hold down EFG AN2 è una staffa metallica zincata, ottenuta mediante piegatura a freddo, impiegabile per una connessione legno-calcestruzzo. È costituita in acciaio S 255 JR e è protetta dalla corrosione da una zincatura Z275 (circa 20 µm). Il fissaggio della staffa al legno è previsto mediante chiodi o viti, mentre l'ancoraggio al calcestruzzo è costituito da un tassello adeguatamente dimensionato.

La lamiera che lo costituisce ha uno spessore di 3,0 mm. L'hold down è disponibile in un'unica misura.

Di seguito sono illustrate le proprietà geometriche principali, (per un maggiore dettaglio, si demanda ai corrispondenti disegni tecnici).

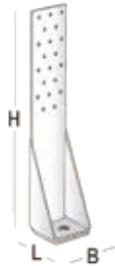


Tabella 3-40: proprietà geometriche dell'hold down secondo ETA 07-0285

Codice articolo	H [mm]	L [mm]	B [mm]	T [mm]	fori (lato legno)	
					φ 17	φ 5
AN2	559	70	61	3,0	1	32

Le caratteristiche resistenziali fornite dal produttore e certificate dalla scheda tecnica di prodotto ETA 07-0285 sono ricavate in conformità alla linea guida ETAG-015. Come visto precedentemente, l'hold down è sollecitato prevalentemente da una forza di trazione.

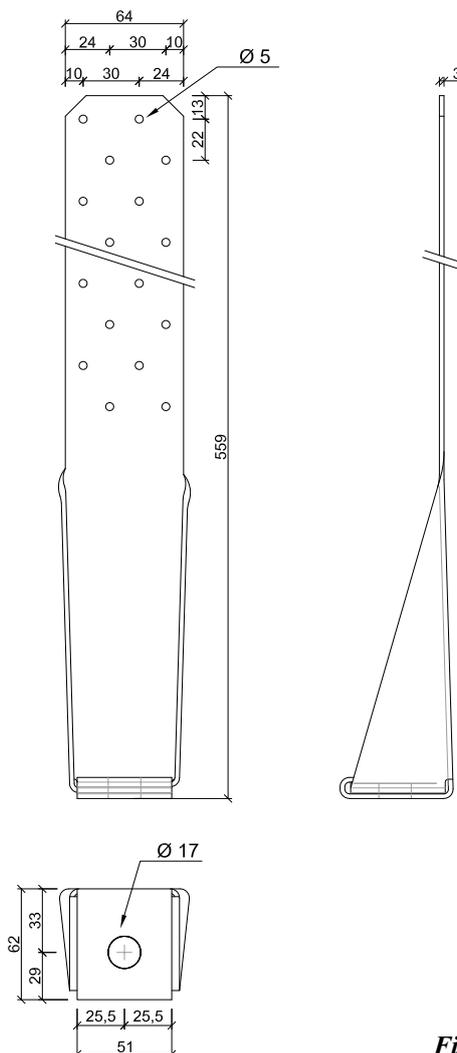


Figura 3-14 Hold-down EFG AN2

Di seguito sono riportate delle relazioni che permettono di calcolare la resistenza caratteristica dell'hold down tenendo conto delle diverse modalità di rottura.

Il numero minimo di connettori al lato legno deve essere 4, disposti nei primi fori disponibili a partire dal basso.

$$R_{1,k} = \min \begin{cases} (n-3,5) \cdot R_{v,k} \\ 25,2 \cdot R_{ax,k} \\ 43,0/k_{\text{mod}} \end{cases}$$

Dove:

n è il numero di connettori

$R_{ax,k}$ è la resistenza caratteristica a estrazione del mezzo di unione al lato legno

$R_{v,k}$ è la resistenza caratteristica a taglio del mezzo di unione al lato legno

k_{mod} è il coefficiente che tiene conto della durata del carico e del grado di esposizione.

Si deve inoltre verificare che:

$$\frac{R_{1,d}}{R_{\text{anchor},d}} < 1$$

Con:

$R_{1,d}$ è la resistenza di progetto dell'hold down (lato legno e lato acciaio)

$R_{\text{anchor},d}$ è la resistenza di progetto del tassello di ancoraggio (lato calcestruzzo).

3.6 Scarpe in acciaio

3.6.1 Scarpa in acciaio ad ali esterne EFG S02

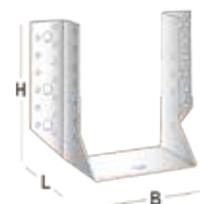
La scarpa EFG S02 è una staffa metallica zincata, ottenuta mediante piegatura a freddo, impiegabile per una connessione legno-legno, legno-calcestruzzo tra trave principale e secondaria. È costituita in acciaio SD 250 GD e è protetta dalla corrosione da una zincatura Z275 (circa 20 µm). Il fissaggio della staffa al lato della trave principale previsto mediante chiodi, viti, o tasselli (nel caso l'elemento sia in calcestruzzo) mentre l'ancoraggio al travetto deve essere effettuato tramite chiodi o viti.

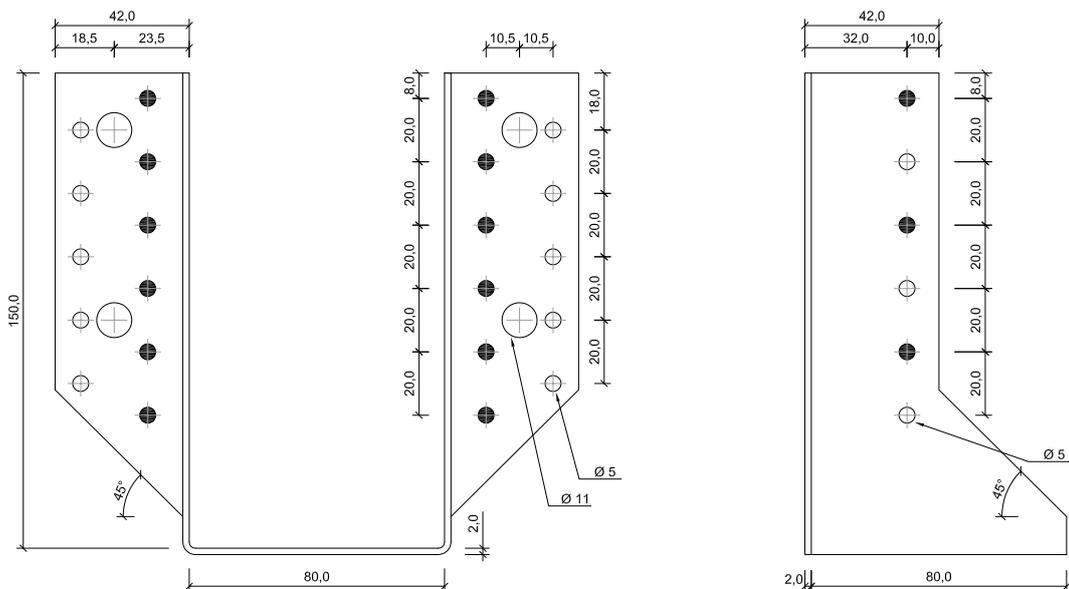
La lamiera che la costituisce ha uno spessore di 2,0 mm.

Di seguito sono illustrate le proprietà geometriche principali, (per un maggiore dettaglio, si domanda ai corrispondenti disegni tecnici).

Tabella 3-41: proprietà geometriche della staffa secondo ETA-09/0015

Codice articolo	H [mm]	L [mm]	B [mm]	T [mm]	fori	
					φ 17	φ 5
S02	110	80	40	2,0	4	22
	100	80	60	2,0	4	22
	120	80	60	2,0	4	28
	130	80	60	2,0	4	28
	160	80	60	2,0	4	34
	110	80	40	2,0	4	22
	100	80	60	2,0	4	22
	120	80	60	2,0	4	28
	130	80	60	2,0	4	28
	160	80	60	2,0	4	34
	190	80	60	2,0	4	40
	220	80	60	2,0	4	46
	95	80	70	2,0	4	22
	125	80	70	2,0	4	28
	120	80	80	2,0	4	28
	140	80	80	2,0	4	40
	150	80	80	2,0	4	34
	180	80	80	2,0	4	40
	210	80	80	2,0	4	46
	145	80	90	2,0	4	34
	140	80	100	2,0	4	34
	160	80	100	2,0	4	40
	170	80	100	2,0	4	40
	200	80	100	2,0	4	46
160	80	120	2,0	6	40	
180	80	120	2,0	4	44	
190	80	120	2,0	6	46	
180	80	140	2,0	6	46	





In caso di chiodatura parziale, i connettori devono essere applicati come in figura:

- Al lato della trave, per ciascuna ala, deve essere chiodata la colonna di fori più vicina al bordo del travetto
- Al lato del travetto, la chiodatura deve essere sfalsata partendo dall'alto.

Figura 3-15 scarpa metallica ad ali esterne S02 HxB 150x80

Le caratteristiche resistenziali fornite dal produttore e certificate dalla scheda tecnica di prodotto ETA-09/0015 sono ricavate in conformità alla linea guida ETAG-015. La scarpa si presta a resistere, a differenza delle staffe a "T" anche a moderati sforzi in direzione parallela alla trave principale.

È inoltre prevista la possibilità di effettuare una chiodatura completa o parziale (per maggiori dettagli si demanda ai disegni tecnici).

CONNESSIONE LEGNO-LEGNO

Forza caratteristica di taglio massimo in direzione verticale verso l'alto (↑) e verso il basso (↓):

$$F_{Z,Rk} \downarrow = \min \left\{ \frac{(n_J + 2) \cdot F_{v,J,Rk}}{\sqrt{\left(\frac{1}{n_H \cdot F_{v,H,Rk}}\right)^2 + \left(\frac{1}{k_{H,1} \cdot F_{ax,H,Rk}}\right)^2}} \right. \quad \left. F_{Z,Rk} \uparrow = \min \left\{ \frac{n_J \cdot F_{v,J,Rk}}{\sqrt{\left(\frac{1}{n_H \cdot F_{v,H,Rk}}\right)^2 + \left(\frac{1}{k_{H,2} \cdot F_{ax,H,Rk}}\right)^2}} \right. \right.$$

Forza caratteristica di taglio massimo in direzione orizzontale:

$$F_{Y,Rk} = \min \left\{ \frac{n_J \cdot F_{v,J,Rk}}{\sqrt{\left(\frac{2 \cdot \sqrt{e_{J,0}^2 + e_{J,90}^2}}{b_J}\right)^2 + \left(\frac{F_{v,J,Rk}}{F_{ax,H,Rk}}\right)^2}} \right. \\ \left. \frac{F_{v,H,Rk}}{\sqrt{\left(\frac{1}{n_H} + \frac{e_H}{e_1}\right)^2 + \left(\frac{e_H}{e_2}\right)^2}} \right.$$

Dove (cfr. Figura 3-15):

n_J è il numero di chiodi in ciascuno dei lati del travetto

n_H è il numero totale di chiodi al lato della trave

$F_{v,Rk}$ è la resistenza caratteristica a taglio di un chiodo in una connessione acciaio-legno nell'ipotesi di piastra spessa

$F_{ax,Rk}$ è la resistenza caratteristica a estrazione di un chiodo

b_J è la larghezza della scarpa

$e_{J,90}$ è l'eccentricità della forza di taglio orizzontale rispetto al baricentro dei chiodi al lato della trave

$e_{J,0}$ è la distanza tra la fila di chiodi al lato del travetto e il bordo della trave principale

e_H è l'eccentricità della forza di taglio orizzontale rispetto al bordo della trave principale

$e_1, e_2, k_{H,1}, k_{H,2}$ sono dimensioni e coefficienti che dipendono dalle dimensioni della scarpa e sono reperibili nella tabella che segue.

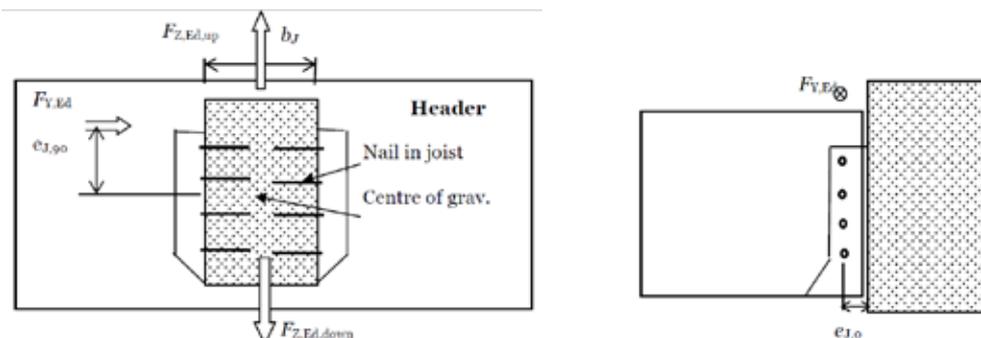


Figura 3-16

In caso di forze combinate si deve verificare (per le azioni e le resistenze di progetto) che:

$$\left(\frac{F_{Y,Ed}}{F_{Y,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{F_{Z,Ed}}{F_{Z,Rd}}\right)^2 \leq 1$$

Tabella 3-42:

B [mm]	H [mm]	Chiodatura completa							Chiodatura parziale						
		n_H	n_J	$k_{H,1}$	$k_{H,2}$	e_1 [mm]	e_2 [mm]	$e_{J,0}$ [mm]	n_H	n_J	$k_{H,1}$	$k_{H,2}$	e_1 [mm]	e_2 [mm]	$e_{J,0}$ [mm]
40	110	14	8	20,2	6,18	1060	589	32	8	4	11,8	3,80	424	385	32
60	100	14	8	16,6	6,94	1499	703	32	8	4	9,77	4,27	626	437	32
70	95	14	8	14,8	7,39	1753	762	32	8	4	8,80	4,55	748	467	32
60	120	18	10	24,9	12,5	1581	988	32	10	6	14,2	7,35	662	616	32
60	130	18	10	29,4	11,4	1406	988	32	10	6	16,7	6,70	589	616	32
70	125	18	10	27,1	11,9	1625	1060	32	10	6	15,4	7,01	690	647	32
80	120	18	10	24,9	12,5	1864	1134	32	10	6	14,2	7,35	802	681	32
80	140	20	10	34,6	14,6	2208	1343	32	10	6	19,3	6,15	802	681	32
60	160	22	12	45,8	16,9	1703	1330	32	12	6	25,4	9,68	724	842	32
80	150	22	12	40,2	18,2	2209	1493	32	12	6	22,4	10,4	954	900	32
90	145	22	12	37,5	18,9	2496	1579	32	12	6	21,0	10,8	1087	937	32
100	140	22	12	34,8	19,7	2804	1669	32	12	6	19,5	11,3	1233	978	32
100	160	24	14	46,0	23,3	2618	1870	32	14	8	25,6	16,0	1299	1238	32
60	190	26	14	65,9	23,6	1714	1741	32	14	8	36,0	13,2	743	1123	32
80	180	26	14	59,2	25,1	2176	1911	32	14	8	32,4	14,0	950	1165	32
100	170	26	14	52,7	26,7	2718	2103	32	14	8	29,0	15,0	1199	1238	32
120	160	26	14	46,5	28,6	3339	2309	32	14	8	25,6	16,0	1492	1329	32
120	180	28	16	59,6	31,6	3751	2594	32	14	8	32,4	14,0	1492	1329	32
60	220	30	16	89,5	31,4	2042	2233	32	16	8	48,3	17,3	903	1469	32
80	210	30	16	81,8	33,0	2537	2400	32	16	8	44,2	18,2	1122	1482	32
100	200	30	16	74,2	34,9	3118	2599	32	16	8	40,2	19,2	1387	1541	32
120	190	30	16	66,9	36,9	3785	2819	32	16	8	36,3	20,3	1698	1628	32
140	180	30	16	59,8	39,2	4538	3054	32	16	8	32,6	21,6	2055	1733	32

Tabella 3-43: Resistenze caratteristiche. Viti/chiodi inseriti senza preforo - $\rho_k=380$ kg/m³ (es. GL24h)

B [mm]	H [mm]	Chiodi CSP A 4x60				Viti per staffe V49A 5x50			
		Chiodatura completa		Chiodatura parziale		Chiodatura completa		Chiodatura parziale	
		F _{z,Rk} ↓	F _{z,Rk} ↑	F _{z,Rk} ↓	F _{z,Rk} ↑	F _{z,Rk} ↓	F _{z,Rk} ↑	F _{z,Rk} ↓	F _{z,Rk} ↑
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
40	110	21,8	8,7	12,6	5,3	21,8	9,1	12,6	5,6
60	100	19,4	9,7	11,3	5,9	19,7	10,1	11,4	6,2
70	95	18,0	10,3	10,6	6,3	18,3	10,7	10,7	6,5
60	120	27,4	16,8	15,4	9,8	26,2	17,4	15,5	10,1
60	130	27,5	15,5	16,7	9,0	26,2	16,1	16,7	9,4
70	125	27,5	16,1	16,1	9,4	26,2	16,7	16,1	9,7
80	120	27,4	16,8	15,4	9,8	26,2	17,4	15,5	10,1
80	140	27,5	19,4	17,8	8,4	26,2	20,1	17,4	8,7
60	160	32,1	22,3	18,3	12,6	30,5	23,0	17,4	13,0
80	150	32,1	23,6	18,3	13,4	30,5	24,3	17,4	13,1
90	145	32,1	24,3	18,3	13,7	30,5	25,0	17,4	13,1
100	140	32,1	25,1	18,3	13,7	30,5	25,8	17,4	13,1
100	160	36,6	29,1	22,9	18,3	34,9	29,7	21,8	17,4
60	190	36,6	30,0	22,9	16,6	34,9	30,5	21,8	17,0
80	180	36,6	31,4	22,9	17,3	34,9	30,5	21,8	17,4
100	170	36,6	32,1	22,9	18,2	34,9	30,5	21,8	17,4
120	160	36,6	32,1	22,9	18,3	34,9	30,5	21,8	17,4
120	180	41,2	36,6	22,9	17,3	39,2	34,9	21,8	17,4
60	220	41,2	36,6	22,9	18,3	39,2	34,9	21,8	17,4
80	210	41,2	36,6	22,9	18,3	39,2	34,9	21,8	17,4
100	200	41,2	36,6	22,9	18,3	39,2	34,9	21,8	17,4
120	190	41,2	36,6	22,9	18,3	39,2	34,9	21,8	17,4
140	180	41,2	36,6	22,9	18,3	39,2	34,9	21,8	17,4

I valori sono stati ricavati dalle relazioni proposte in precedenza, valutando la resistenza a estrazione del connettore come prescritto dalla ETA-09/0015.

CONNESSIONE LEGNO-CALCESTRUZZO

La connessione legno-calcestruzzo, si distingue da quella legno-legno poiché per il fissaggio al lato della trave principale, vengono utilizzati dei tasselli che andranno ad occupare i fori di grande diametro.

In questo caso, lo schema statico è differente e quel che è importante sottolineare è che i tasselli posti più in alto (nel caso di carico verticale verso il basso) sono sollecitati, oltre che per la componente di taglio, anche da una sollecitazione di trazione. La corrispondente forza di compressione che la equilibra si applica nel punto più in basso della scarpa che costituisce quindi il punto di rotazione. Per una migliore comprensione, si demanda alla figura che segue.

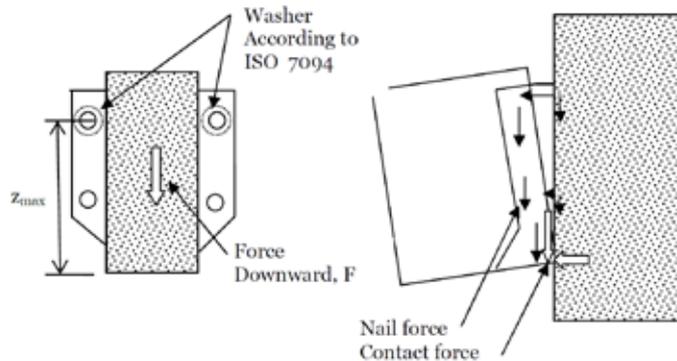


Figura 3-17

Denominando con F_{Ed} , la forza verticale sollecitante il nodo, lo sforzo tagliante su ciascun tassello è pari a:

$$F_{lat,bolt,Ed} = \frac{F_{Ed}}{n_{bolt}}$$

Mentre lo sforzo assiale agente sulla coppia di bulloni in sommità vale:

$$F_{ax,bolt,Ed} = \frac{F_{Ed} \cdot e_{J,0}}{2 \cdot z_{max}}$$

Dove:

n_{bolt} è il numero di tasselli

$e_{J,0}$ è la distanza tra la fila di chiodi al lato del travetto e il bordo della trave principale

z_{max} è la distanza tra la coppia di bulloni posta più in alto e il bordo inferiore della scarpa

La forza caratteristica di taglio massimo in direzione verticale al lato del travetto è calcolabile come:

$$F_{Z,Rk} = (n_J + 2) \cdot F_{v,J,Rk}$$

Con:

n_J è il numero totale di chiodi in entrambi i lati del travetto

$F_{v,Rk}$ è la resistenza caratteristica a taglio di un chiodo in una connessione acciaio-legno nell'ipotesi di piastra spessa

La resistenza caratteristica della scarpa a rifollamento dei fori tassellati si calcola come:

$$F_{bear,Rk} = n_{bolt} \cdot f_{u,k} \cdot d \cdot t$$

Dove:

n_{bolt} è il numero di tasselli

$f_{u,k}$ è la resistenza ultima dell'acciaio costituente la piastra

d è il diametro del tassello

t è lo spessore della piastra.

La resistenza caratteristica del giunto sarà la minore tra:

- La resistenza a estrazione-rottura dei tasselli
- La resistenza a rifollamento della piastra
- La resistenza a taglio dei chiodi
- La resistenza a taglio dei bulloni.

3.6.2 Scarpa in acciaio ad ali interne EFG S04

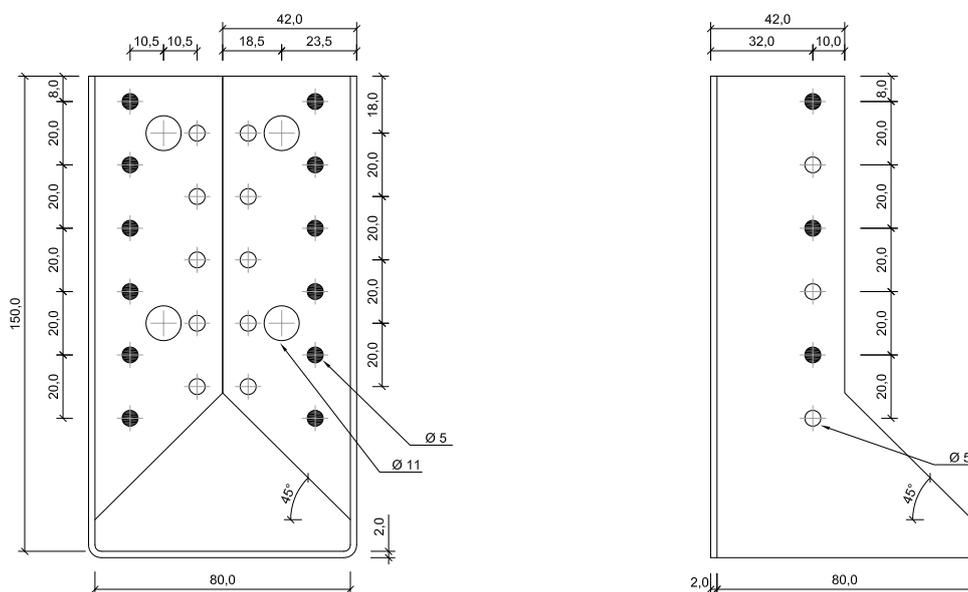
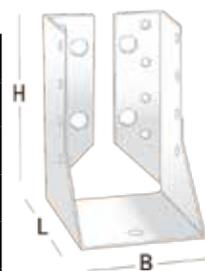
La scarpa EFG S04 è una staffa metallica zincata, ottenuta mediante piegatura a freddo, impiegabile per una connessione legno-legno, legno-calcestruzzo tra trave principale e secondaria. È costituita in acciaio SD 250 GD e è protetta dalla corrosione da una zincatura Z275 (circa 20 µm). Il fissaggio della staffa al lato della trave principale previsto mediante chiodi, viti, o tasselli (nel caso l'elemento sia in calcestruzzo) mentre l'ancoraggio al travetto deve essere effettuato tramite chiodi o viti.

La lamiera che la costituisce ha uno spessore di 2,0 mm.

Di seguito sono illustrate le proprietà geometriche principali, (per un maggiore dettaglio, si domanda ai corrispondenti disegni tecnici).

Tabella 3-44: proprietà geometriche della staffa secondo ETA-09/0015

Codice articolo	H [mm]	L [mm]	B [mm]	T [mm]	fori	
					φ 17	φ 5
S04	100	80	60	2,0	4	20
	120	80	80	2,0	4	28
	150	80	80	2,0	4	34
	180	80	80	2,0	4	40
	140	80	100	2,0	4	34
	170	80	100	2,0	4	40
	200	80	100	2,0	6	48
	160	80	120	2,0	4	40
	190	80	120	2,0	6	48
	180	80	140	2,0	6	48



In caso di chiodatura parziale, i connettori devono essere applicati come in figura:

- Al lato della trave, per ciascuna ala, deve essere chiodata la colonna di fori più vicina al travetto
- Al lato del travetto, la chiodatura deve essere sfalsata partendo dall'alto.

Figura 3-18 Scarpa metallica ad ali interne S04 HxB 150x80

Le caratteristiche resistenziali fornite dal produttore e certificate dalla scheda tecnica di prodotto ETA-09/0015 sono ricavate in conformità alla linea guida ETAG-015. La scarpa si presta a resistere, a differenza delle staffe a "T" anche a moderati sforzi in direzione parallela alla trave principale.

La seguente relazione consente di calcolare il valore caratteristico della forza di taglio massima nelle due direzioni, e per la direzione verticale, si distingue la possibilità di forza verso l'alto o verso il basso.

È inoltre prevista la possibilità di effettuare una chiodatura completa o parziale (per maggiori dettagli si demanda ai disegni tecnici).

Forza caratteristica di taglio massimo in direzione verticale verso l'alto (↑) e verso il basso (↓):

$$F_{Z,Rk} \downarrow = \min \left\{ \frac{(n_J + 2) \cdot F_{v,J,Rk}}{\sqrt{\left(\frac{1}{n_H \cdot F_{v,H,Rk}}\right)^2 + \left(\frac{1}{k_{H,1} \cdot F_{ax,H,Rk}}\right)^2}} \right. \quad \left. F_{Z,Rk} \uparrow = \min \left\{ \frac{n_J \cdot F_{v,J,Rk}}{\sqrt{\left(\frac{1}{n_H \cdot F_{v,H,Rk}}\right)^2 + \left(\frac{1}{k_{H,2} \cdot F_{ax,H,Rk}}\right)^2}} \right. \right.$$

Forza caratteristica di taglio massimo in direzione orizzontale:

$$F_{Y,Rk} = \min \left\{ \frac{n_J \cdot F_{v,J,Rk}}{\sqrt{\left(\frac{2 \cdot \sqrt{e_{J,0}^2 + e_{J,90}^2}}{b_J}\right)^2 + \left(\frac{F_{v,J,Rk}}{F_{ax,H,Rk}}\right)^2}} \right. \\ \left. \frac{F_{v,H,Rk}}{\sqrt{\left(\frac{1}{n_H} + \frac{e_H}{e_1}\right)^2 + \left(\frac{e_H}{e_2}\right)^2}} \right.$$

Dove (analogamente che per la staffa S02):

n_J è il numero di chiodi in ciascuno dei lati del travetto

n_H è il numero totale di chiodi al lato della trave

$F_{v,Rk}$ è la resistenza caratteristica a taglio di un chiodo in una connessione acciaio-legno nell'ipotesi di piastra spessa

$F_{ax,Rk}$ è la resistenza caratteristica a estrazione di un chiodo

b_J è la larghezza della scarpa

$e_{J,90}$ è l'eccentricità della forza di taglio orizzontale rispetto al baricentro dei chiodi al lato della trave

$e_{J,0}$ è la distanza tra la fila di chiodi al lato del travetto e il bordo della trave principale

e_H è l'eccentricità della forza di taglio orizzontale rispetto al bordo della trave principale

$e_1, e_2, k_{H,1}, k_{H,2}$ sono dimensioni e coefficienti che dipendono dalle dimensioni della scarpa e sono reperibili nella tabella che segue.

In caso di forze combinate si deve verificare (per le azioni e le resistenze di progetto) che:

$$\left(\frac{F_{Y,Ed}}{F_{Y,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{F_{Z,Ed}}{F_{Z,Rd}}\right)^2 \leq 1$$

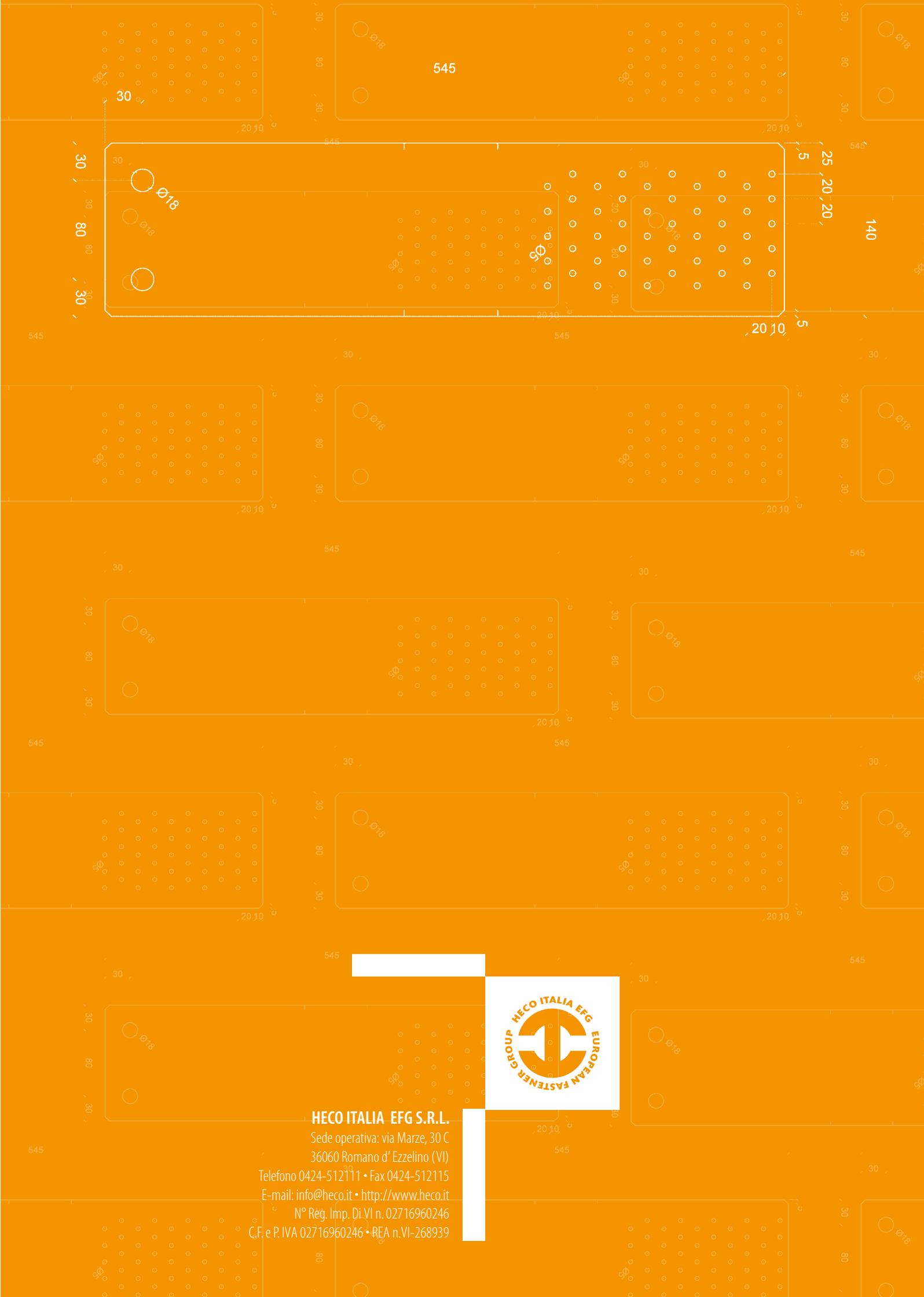
Tabella 3-45:

B [mm]	H [mm]	Chiodatura completa							Chiodatura parziale						
		n _H	n _J	k _{H,1}	k _{H,2}	e ₁ [mm]	e ₂ [mm]	e _{J,0} [mm]	n _H	n _J	k _{H,1}	k _{H,2}	e ₁ [mm]	e ₂ [mm]	e _{J,0} [mm]
60	100	8	8	9,77	4,27	197	363	32	8	4	9,77	4,27	197	363	32
80	120	18	10	24,9	12,5	465	721	32	10	6	14,2	7,35	365	566	32
80	150	22	12	40,2	18,2	655	1129	32	12	6	22,4	10,4	482	831	32
100	140	22	12	34,8	19,7	870	1115	32	12	6	19,5	11,3	645	827	32
80	180	26	14	59,2	25,1	753	1688	32	14	8	32,4	14,0	526	1178	32
100	170	26	14	52,7	26,7	947	1579	32	14	8	29,0	15,0	672	1120	32
120	160	26	14	46,5	28,6	1222	1621	32	14	8	25,6	16,0	862	1143	32
100	200	30	16	74,0	35,9	1424	2191	32	14	8	39,6	12,5	728	1120	32
120	190	30	16	66,7	37,9	1752	2146	32	14	8	36,0	13,2	934	1143	32
140	180	30	16	59,7	40,3	2180	2217	32	14	8	32,4	14,0	1186	1206	32

Tabella 3-46: Resistenze caratteristiche. Viti/chiodi inseriti senza preforo - $\rho_k=380 \text{ kg/m}^3$ (es. GL24h)

B [mm]	H [mm]	Chiodi CSP A 4x60				Viti per staffe V49A 5x50			
		Chiodatura completa		Chiodatura parziale		Chiodatura completa		Chiodatura parziale	
		F _{z,Rk} ↓	F _{z,Rk} ↑	F _{z,Rk} ↓	F _{z,Rk} ↑	F _{z,Rk} ↓	F _{z,Rk} ↑	F _{z,Rk} ↓	F _{z,Rk} ↑
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
60	100	14.7	8.9	11.3	5.9	11.4	6.2	11.4	6.2
80	120	27.4	16.8	15.4	9.8	26.2	17.4	15.5	10.1
80	150	32.1	23.6	18.3	13.4	30.5	24.3	17.4	13.1
100	140	32.1	25.1	18.3	13.7	30.5	25.8	17.4	13.1
80	180	36.6	31.4	22.9	17.3	34.9	30.5	21.8	17.4
100	170	36.6	32.1	22.9	18.2	34.9	30.5	21.8	17.4
120	160	36.6	32.1	22.9	18.3	34.9	30.5	21.8	17.4
100	200	41.2	36.6	22.9	15.9	39.2	34.9	21.8	16.4
120	190	41.2	36.6	22.9	16.6	39.2	34.9	21.8	17.0
140	180	41.2	36.6	22.9	17.3	39.2	34.9	21.8	17.4

I valori sono stati ricavati dalle relazioni proposte in precedenza, valutando la resistenza a estrazione del connettore come prescritto dalla ETA-09/0015.



545

30

Ø18

140

25 20 20

20 10

545

30

Ø18

Ø18

545

30

Ø18

Ø18

545

545

Ø18

Ø18

HECO ITALIA EFG S.R.L.

Sede operativa: via Marze, 30 C
36060 Romano d' Ezzelino (VI)

Telefono 0424-512111 • Fax 0424-512115

E-mail: info@heco.it • <http://www.heco.it>

N° Reg. Imp. Di VI n. 02716960246

C.F. e P. IVA 02716960246 • REA n.VI-268939

